2018

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 22. november 2018

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 23. november 2018

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 23. november 2018

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 22. november 2018

BERGMEKANIKK

Oslo, 23. november 2018

GEOTEKNIKK

Oslo, 23. november 2018

Arrangører:
Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:
Kjersti Kvalheim Dunham, Øyvind Dammyr, Magnus Rømoen, Siri Engen

C Forfatterne, 2018

ISBN: 978-82-8208-062-0

Fjellsprengningsdagen
22. november 2018
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
23. november 2018
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
23. november 2018
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. – 23. november 2018.

Årets arrangement er det 56. 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 Fjellsprengningsteknikk (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 Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2018

TORSDAG 22. NOVEMBER
Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF)*

Programkomite:
Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen
Lars Hæhre, BetonmastHæhre AS
Anne Kathrine Kalager, Bane NOR
Vegard Olsen, Franzefoss Pukk
Torgeir Sandøy, Norconsult AS
Werner Stefanussen, Rambøll Norge

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen*

0900	01	**Åpning – velkommen** *Øyvind Engelstad, SN Power (Styreleder i NFF)*
0920	02	**Current tunnelling contract practices in the United Kingdom** *Martin Knights, Martin Knights Consulting Ltd, UK*
0940	03	**Drift og vedlikehold – OPS Klett – Orkanger** *Ketil Sand, Skanska Norge AS*
1000	04	**Sprengningsarbeider i sjø – effekter på marint liv og mulige tiltak** *Endre Grimsbø, Havforskningsinstituttet*
1020		**Pause**
1040	05	**E18 Kjørholt og Bamble – en total tunnel make-over** *Ruth G Haug, Nye Veier AS*
1100	06	**Uvanlig tunnelpåhugg med suksess** *Ingrid M. Olaisen Hagen, Rambøll Norge*
1120	07	**FME HydroCen – norsk storsatsing på vannkraft** *Bjørn Nilsen, NTNU*
1140	08	**Historisk innlegg:** **Fordring og lensing ved Kongsberg Sølvverk** *Erik Engebretsen, Norsk Bergverksmuseum*
1200		**Lunsj**

Møteleder: *Werner Stefanussen, Rambøll Norge*

1300	09	**Nytt fra NFF + resultat fra Fotokonkurransen** *Repr. fra styret i NFF*
1330	10	**Uforede luftputekammer – tre forslag til designforbedringer** *Henki Ødegaard, NTNU*
1350	11	**Moglicëdemningen (Albania) – Pågående damfotinjeksjon i utfordrende grunnforhold** *Magnus A. Sørensen, Multiconsult*
1410		**Pause**
1430	12	**Follobanen – from start to breakthrough. Big Data Management and Innovation integration** *Fernando Vara, Acciona Ghella Joint Venture*
1450	13	**TBM-boring i tett befolkede områder: Strukturlyd og kommunikasjon med berørte naboer ved Follobane-prosjektet** *Gro Haldis Elden, Bane NOR*
1510	14	**Utfordringer og løsninger i forbindelse med utvidelse av Sjøla steinbrudd, Ramlo Sandtak** *Tore Ramlo, Ramlo Sandtak AS*
1530		**Pause**
1550	15	**MWD-kartlegging ved boring på pall. Erfaringer fra Brønnøy Kalk** *Raymond Langfjord, Brønnøy Kalk AS*
1610	16	**Fossilfrie anleggsplasser – status i dag for veien mot utslippsfrie anleggsplasser** *Emilie Kolstø Strømøy, Golder Associates AS*
1630	17	**Digitalisering av grunnforholdene – fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16** *Martin Austin Stormoen, Bane NOR*
1650		**Slutt for dagen**
1945		**Fellesmiddag**

FREDAG 23. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2018

Møteleder: *Øyvind Dammyr, Norconsult AS, (leder NBG)*

0900 18 **Numerisk modellering av forankrede fundamenter for vindturbiner**
Mahdi Shabanimashcool, NGI

0920 19 **Geofysisk kartlegging av svart leirskifer i Oslofeltet**
Isiris H. Haugen

0940 20 **Nyttiggjering av svartskifer på Rv 4 Gran – lokal lagring av massar med alunskifer**
Elisabeth Gundersen, Statens vegvesen

1000 21 **Grunnfrysing for Frøhvelvet på Svalbard**
Anne-Lise Berggren, Geofrost AS

1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

Programkomite:
Øyvind B. Dammyr, Norconsult AS (leder NBG)
Are Håvard Høien, Statens vegvesen,Vegdirektoratet
Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering AS
Jorge Terron, Sweco Norge AS
Hanne Wiig, Bane NOR
Henki Ødegaard, NTNU

Møteleder: *Øyvind Dammyr, Norconsult AS, (leder NBG)*

1050 22 **Lederens 10 minutter**
Øyvind Dammyr, Norconsult AS (leder av NBG)

1100 23 **Sammenligning av eksisterende prognosemodeller for inndrift i harde bergforhold basert på data fra Follobaneprosjektet**
Joakim Navestad Hansen, Bane NOR

1120 24 **FV 889 Ørahaugen Havøysund - Bruk av optisk televiewer ved vurdering av stabilitet og sikring av bergskjæring etter ras**
Hallvard Haugen Nordbrøden, Statens vegvesen Region Nord

1140	25	**Nedre Otta kraftverk - Ingeniørgeologiske vurderinger, analyser og bergsikring for kraftstasjon i berg** *Freyr Palsson, Norconsult AS*
1200		**Lunsj**
1300	26	**Numeriske analyser for veikryss mellom Follobanen og Ekebergtunnelene** *Nghia Trinh, SINTEF AS*
1320	27	**Design and construction of cast in-situ steel fibre reinforced concrete hydropower headrace tunnels** *Bruce Ashcroft, Multiconsult Norge AS*
1340	28	**Grunnvannstrykk og drenering bak betongliningen i Ulvintunnelen. Vurderinger før og etter bygging.** *Kevin J. Tuttle, Norconsult AS*
1400		**Pause**
1420	29	**Oppdatert norsk in situ bergspenningsdatabase** *Aurora Louise Lucia Simonsen, Bane NOR SF / NTNU*
1440	30	**Ras i tunneler. Hva kan vi lære?** *Arild Palmstrøm, Rock Mass*
1500	31	**Glassfiberbolt (GFRP) som permanent sikringsbolt** *Alun Thomas, Minova*
1520		**Slutt**

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: **Norsk Geoteknisk Forening (NGF)**

Programkomite:

Vegard Woldsengen, GeoVita (leder i NGF)
Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult
Sigurd Holo Leikarnes, ERA Geo
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Geraldine Sørum,NGI
Trude Ørbech, Rambøll Norge

Møteleder: *Vegard Woldsengen, GeoVita (leder i NGF)*

1050	32	**Lederens 10 minutter** *Vegard Woldsengen, GeoVita (leder i NGF)*
1100	33	**Bru av jet-peler for fordypning av kjellere og sikring av ny byggegrop på Valkyrien i Oslo** *Kjell Karlsrud, NGI*
1120	34	**Lodalen: fra industri til boligby - fra store åpenbare, til krevende skjulte geotekniske utfordringer** *Anders B. Ulvestad, Audun E. Sanda, Espen Thorn, Multiconsult AS*
1150	35	**Fordeler med 3D-modellering i geoteknisk prosjektering – boligprosjekt Steinanvegen i Trondheim** *Erlend Hundal, Rambøll Norge*
1210		**Lunsj**
1310	36	**Karlatornet, Nordens högsta byggnad grundläggs på lös lera och lutande berg!** *Bengt Askmar, Norconsult AB*
1330	37	**Stockholm Norvik havn – grunnforsterkning av leire og steinfylling med KS-peler, jetpeler og dypkomprimering** *Sølve Hov, GeoMind, Stockholm*
1350		Pause
1410	38	**Sammenligning av resultater med CPTU-sonder fra forskjellige leverandører** *Anders Lindgård, NGI*
1430	39	**Oppfølging av poretrykk og setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet** *Carsten Hauser, NGI*
1450		**Pause**
1520	40	**Detektering av sensitive masser med CPTu i Norge ved bruk av maskinlæring** *Sigurdur Mar Valsson, Statens vegvesen*
1540	41	**Erfaringer fra skredhendelser i forbindelse med flommen på Sørlandet høsten 2017** *Morten Tveit, Rambøll Norge*
1600		**Pause**
1630		**Bjerrums foredrag**
1730		**Middag**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2018

1. **Åpning – velkommen**
   Øyvind Engelstad, SN Power (Styreleder i NFF)

2. **Current tunnelling contract practices in the United Kingdom**
   Martin Knights, Martin Knights Consulting Ltd, UK

3. **Drift og vedlikehold – OPS Klett – Orkanger**
   Ketil Sand, Skanska Norge AS

4. **Sprengningsarbeider i sjø – effekter på marint liv og mulige tiltak**
   Endre Grimsbø, Havforskningsinstituttet
   Petter Helgevold Kvadsheim, Forsvarets forskningsinstitutt

5. **E18 Kjørholt og Bamble – en total tunnel make-over**
   Ruth G Haug, Nye Veier AS

6. **Uvanlig tunnelpåhugg med suksess**
   Ingrid M. Olaisen Hagen, Rambøll Norge AS

7. **FME HydroCen – norsk storsatsing på vannkraft**
   Hege Brende, Leif Lia, Bjørn Nilsen, NTNU

8. **Historisk innlegg:**
   Fordring og lensing ved Kongsberg Sølvverk
   Erik Engebretsen, Norsk Bergverksmuseum

9. **Nytt fra NFF + resultat fra Fotokonkurransen**
   Representant fra styret i NFF

10. **Uforede luftputekammer – tre forslag til designforbedringer**
    Henki Ødegaard, Kaspar Vereide, NTNU

11. **Moglicëdemningen (Albania) – Pågående daminjeksjon i utfordrende grunnforhold**
    Magnus A. Sørensen, Anne Hommefoss, Multiconsult

12. **Follobanen – from start to breakthrough. Big Data Management and Innovation integration**
    Fernando Vara, Acciona Ghella Joint Venture

13. **TBM-boring i tett befolkede områder: Strukturlyd og kommunikasjon med berørte naboer ved Follobaneprosjektet**
    Gro Haldis Elden, Silje P. Breckan, Gisle K. Grepstad, Bane NOR,
    Clas Ola Høsøien, Multiconsult

14. **Utfordringer og løsninger i forbindelse med utvidelse av Sjøla steinbrudd, Ramlo Sandtak**
    Tore Ramlo, Ramlo Sandtak

15. **MWD-kartlegging ved boring på pall. Erfaringer fra Brønnøy Kalk**
Trond Watne, Raymond Langfjord, Brønnøy Kalk AS

16. **Fossilfrie anleggsplasser – status i dag for veien mot utslippsfrie anleggsplasser**
Emilie Kolstø Strømøy, Golder Associates AS

17. **Digitalisering av grunnforholdene – fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16**
Martin Austin Stormoen, Henning Vardøen, Monica Wold, Bane NOR.
Håkon Walter Bjørnsrud, Anders Kristian Vik, Rådgivergruppen NAA

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2018

18. **Numerisk modellering av forankrede fundamenter for vindturbiner**
M. Shabanimashcool, R. Olsson, T. Valstad, E.J. Lande, NGI, A. Berzins, Peikko Group Cooperation, Latvia, K. Tuominen, J. Lapsins, Peikko Group Cooperation, Finland

19. **Geofysisk kartlegging av svartskifer i Oslofeltet**
Isiris H. Haugen og Jürgen Scheibz

20. **Nyttiggjering av svartskifer på Rv 4 Gran – lokal lagring av massar med alunskifer**
Halldis Fjermestad, Elisabeth Gundersen, Per Hagelia, Statens vegvesen

21. **Grunnfrysing for Frøhvelvet på Svalbard**
Anne-Lise Berggren, Geofrost AS, Rainer-Helge Braun, Statsbygg

BERGMEKANIKKDAGEN

22. **Lederens 10 minutter**
Øyvind Dammyr, Norconsult AS (leder av NBG)

23. **Sammenligning av eksisterende prognosemodeller for inndrift i harde bergforhold basert på data fra Follobaneprosjektet**
Joakim Navestad Hansen, Bane NOR

24. **FV 889 Ørahaugen Havøysund - Bruk av optisk televiewer ved vurdering av stabilitet og sikring av bergskjæring etter ras**
Hallvard Haugen Nordbrøden, Statens vegvesen Region Nord
Werner Stefanussen, Rambøll Norge AS

25. **Nedre Otta kraftverk - Ingeniørgeologiske vurderinger, analyser og bergsikring for kraftstasjon i berg**
Freyr Palsson, Norconsult AS

26. **Numerical analyses for junction between Follobanen and Ekeberg tunnels**
Nghia Q. Trinh, SINTEF AS, Kristin H. Holmøy, NGI (SINTEF AS), Hanne Wiig Sagen, Bane NOR

27. **Design and construction of cast in-situ steel fibre reinforced concrete hydropower headrace tunnels**
B. Ashcroft, G. Peach, J. Mierzejewski, Multiconsult Norge AS, N. De Rivaz, Y. Mehmet, Bekaert

28. **Grunnvannstrykk og drenering bak betongliningen i Ulvintunnelen. Vurderinger før og etter bygging.**
Kevin J. Tuttle, Norconsult AS

29. **Oppdatert norsk in situ bergspenningsdatabase**
Aurora Louise Lucia Simonsen, Bane NOR SF / NTNU

30. **Ras i tunneler. Hva kan vi lære?**
Arild Palmstrøm, Rock Mass

31. **Glassfiberbolt (GFRP) som permanent sikringsbolt**
Alun Thomas, Minova

GEOTEKNIKKDAGEN

32. **Lederens 10 minutter**
Vegard Woldsengen, GeoVita (leder i NGF)

33. **Bru av jet-peler for fordypning av kjellere og sikring av ny byggegrop på Valkyrien i Oslo**
Kjell Karlsrud, Thomas Sandene, Aleksander Worren, NGI

34. **Lodalen: fra industri til boligby - fra store åpenbare, til krevende skjulte geotekniske utfordringer**
Marina Shorokhova, Anders B. Ulvestad, Audun E. Sanda, Espen Thorn, Multiconsult AS

35. **Fordeler med 3D-modellering i geoteknisk prosjektering – boligprosjekt Steinanvegen i Trondheim**
Erlend Hundal, Rambøll Norge

36. **Karlatornet, Nordens högsta byggnad grundläggs på lös lera och lutande berg!**
Bengt Askmar, Norconsult AB

37. **Stockholm Norvik havn – grunnforsterkning av leire og steinfylling med KS-peler, jetpeler og dypkomprimering**
Sølve Hov, GeoMind, Stockholm

38. **Sammenligning av resultater med CPTU-sonder fra forskjellige leverandører**
A. Lindgård, A. Gundersen, T. Lunne,Jean-Sebastien L'Heureux, K. Kåsin, NGI, E. Haugen, Statens vegvesen, A. Emdal, NTNU, M. Carlson, Geotech, A. Veldhuijzen, Geomil, E. Uruci, Pagani

39. **Oppfølging av poretrykk og setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet**
Carsten Hauser, Kjell Karlsrud, Mats Kahlström, NGI, Julie Christine Boman Fosseide, Bane NOR, Javier Sandoval Guzman, Statens vegvesen, Oslo

40. **Detektering av sensitive masser med CPTu i Norge ved bruk av maskinlæring**
Sigurdur Mar Valsson, Statens vegvesen

41. **Erfaringer fra skredhendelser i forbindelse med flommen på Sørlandet høsten 2017**
Morten Tveit, Emilie Laache Rambøll Norge AS

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Øyvind Engelstad, SN Power
Styreleder i Norsk forening for fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

``Current tunnelling contract practices in the UK

Author :Martin Knights FREng, Chairman of LBA ltd UK ,Independent Consulting Engineer

Event : Annual Conference . Norwegian Tunnelling Society NFF

Place : Oslo 22nd November 2018

1.0 Overview

Delivering complex underground infrastructure in an urban environment is challenging for owners and clients .They are being forced to re think the basis of procurement and contract mechanisms that enable the parties to be aligned in terms of:

- value and quality ;

-fairness with respect to the allocation of risks;

-commercially incentivised so that programme and costs are controlled and rewarded accordingly;

-safe and effective in terms of welfare and good practice

-and delivers better outcomes for the client in terms of his investment .

Complex projects require a procurement model that promotes collaboration between the contracting parties and their supply chain`s . Collaboration is not just about being good and co operative ; its more about combining the best efforts of all players for the benefit of the project and to mitigate the tendency to manipulate the contract for selfish interests and gain.

Alliancing and formalised collaboration began in the North Sea Offshore Oil and Gas industry in the 1980`s and the UK infrastructure industry has increasingly adopted these practices to the extent that recent underground projects such as the London Crossrail , the Thames Tideway Tunnel and High Speed Rail 2 projects are based on these procurement principles. New and different procurements have `been adopted by London Underground for the upgrading of the Bank Station and the UK Institution of Civil Engineers is now promoting an Enterprise approach through the innovative Project 13 model which creates an `Enterprise Model`, not a *traditional transactional* arrangement . This is now being launched in the UK because the industry is now prepared for new and appropriate modern ways of contracting and procurement . Despite fears of `*Brexit* ` Mainland European contractors,designers manufacturers and suppliers are `queueing up` to be part of infrastructure `boom ` in London and the UK . Overseas clients are keenly aware that they are in competition for the participation of international contractors in order to build their complex urban underground infrastructure for the growing needs of the citizens. So clients and owners are having to `*sit up* ` and be aware .

2.0 Contract types used in UK tunnelling projects @30 years ago

The civil and tunnelling industry in the 1980`s used traditional design bid and build remeasure contracts , EPC, design and build, and infrequently used target cost contracts. There was very little scope for contractors to add value regarding means and methods during the precontract stages ,and by the time the traditional contracts were awarded the specification and design were fixed and the contractors `*hands were tied*`. During the 1980`s and 90`s there were innovative ideas regarding contract procurement originating from the offshore oil and gas, aircraft and chemical engineering industries which were more flexible and encouraged the early involvement of contractors . These ideas included :

-incentivisation to reduce costs and programme

-Alliancing;

- Fair allocation of project risks (including the owner);

-New ideas regarding quality

-Whole life costing ;

-Maintenance etc to all parties (particularly the contractor and his sub contractors)

-and the formation of Project Teams with an aligned purpose to deliver the project .

3.0 New Influences for UK tunnelling

During the 1990`s new ideas regarding procurement from adjacent engineering industries influenced the Institution of Civil Engineers and Government to update and create contracts that focused on better productivity; reduced costs ;and encouraging project teams and collaboration to deliver major civil engineering infrastructure (including complex urban tunnelling projects) . New infrastructure was planned and the old traditional methods of procurement were regarded by the industry as being unfair regarding the management of project risks . So, owners had to rethink the traditional procurement and adopt procurement methods that would attract *good* contractors . In fact, the owners were in competition for the attention of contractors(ie the *better* contractors) because the market for tunnelling was beginning to grow . There was, and still is , a shortage of skills in the tunnelling industry in the UK because Engineers and skilled workers could always go to other countries(particularly the middle east, asia and the USA) where there was plenty of work and pay was more attractive.

In 1994 there was a major tunnel collapse during the construction of the metro tunnels under Heathrow Airport . This collapse, and the subsequent analysis of the failure, underlined the need to share the management of tunnelling risks and to react to observed monitoring in a timely manner . This basically meant that the aims of all parties on a complex urban tunnelling project needed to be carried out in a collaborative manner .This collaboration would encourage:

-better communication ,

-competent key people

-aligned requirements

-and to be focussed on the major risks and influences that affected significant underground works.

Also at that time there was a collapse of a Metro tunnel construction in Singapore that reinforced the need for collaboration in major urban tunnelling projects .

4.0 Collaboration

In the 1990`s Government endorsed `white papers ` and guidance reports were published regarding efficience`s for the delivery of Civil Engineering Infrastructure . These reports were based on good practices and lessons learned from historical industry data and other engineering industries. In the growing tunnelling market some enlightened clients ,such as British Airports Authority(BAA) , The National Power Transmission Authority, Ministry of Defence and EDF awarded large complex projects (including tunnels) that were based on the formation of teams at an early stage in the development of a project . This allowed the Contractor and his proposed supply chain to participate in the concept development stage and introduce ideas regarding constructability, methodology to achieve safer and better quality solutions , and to share ideas that would improve the outcome of the project including incentives to reduce costs and reward contractors for proactive involvement to achieve the desired aims of collaboration .

At that time l was working on the LHC Project at CERN in Geneva where the contractor was an Anglo French jv . The CERN requirements (requested by the CERN Science Teams)increased dramatically during the early stages of construction and the programme and costs increased significantly. The project was procured by a FIDIC type remeasure contract . My company proposed that the contract was adapted to create a dedicated Project Team to manage the project formed jointly of key members of CERN; The Designer Brown and Root; and the Contractor jv . We restructured the contract so that the Contractor was guarrentteed his fee , management costs , and incentivised the team to rethink the construction methods so that cost and programme were reduced whilst maintaining quality and the CERN project requirements . CERN and the contractor jv would share cost savings on a 70/30 basis.The revised contract successfully reduced costs by @ 7% and delivered the project to the original programme dates.

This confirmed my belief that collaboration linked to specific incentives and targets that were aligned to delivering the project and reducing the costs should be encouraged

5.0 Alliancing

During the same period l led the geotechnical work on the upgrade of a Naval Dockyard in England (@$800m) . This complex seismic resistant facility had to be designed according to the Nuclear industry quality and safety standards . An Alliance was formed where the Government appointed all the key contract participants at the start of the project and then allowed the combined team to work together ,,with the owner, to reach an audited target price and programme for building the Dockyard facility over a 4 year period. The designer had a significant role in the concept and detailed design stages , and he was assisted by the contractor and key equipment suppliers to achieve a constructable design (based on the technical , quality, safe, cost and programme requirements that were within the target price/programme .

Again, this experience confirmed my own view that the process of collaboration reinforced by a formal Alliance contract (based on earlier North Sea projects) was the way forward to deliver major complex civil engineering infrastructure.

Following this BAA awarded a $6bn Alliance Contract to a bespoke team selected by the owner to plan, design and build the proposed Terminal 5 at Heathrow Airport including Rail, Baggage and

Metro tunnels below the new terminal leading to the satellite terminals and the other central terminals . The Owner awarded a procurement model that paid the participants their management and team costs and fees. There was no downside re costs , but there were attractive short and long term incentives to reduce costs that made it imperative for participants to place their best employees on the project. Everyone was aligned to work together to deliver a `great` project and to share in the benefits appropriate to their best efforts. This was where l learned that focussing on cost reduction ,rather than targets, was the best way to deliver complex urban projects

6.0 Early Contractor Involvement (ECI) in tunnel projects

By the early 2000`s it was acknowledged that the involvement of the Contractor at an early stage in the project was a good way to deliver complex projects and attracted the best contractors . The UK Highways Authority (H)A then embarked on Road Tunnel Projects using Early Contractor Involvement .HA paid the contractor for his professional service costs for his participation in the early concept ,budget confirmation stage . At the end of the first stage a target cost etc was agreed allowing construction to commence based on a set of incentives to reduce costs and programme whilst maintaining quality and the owners specified requirements. These projects had varied success in the face of political prioritising of the nationaliInfrastructure budgets.

ECI experience in Australia in particular reinforced the benefits of Alliances and Contracts that brought the Contractor into the project development in at a much earlier stage .

7.0 Example Projects

In my presentation l will refer to three significant UK Projects currently being built in England and particularly in London .

7.1 Early Contractor Involvement (ECI) used on the High Speed 2 Project where the contractor was awarded a contract in two stages. Stage 1 appointed to work with the Concept Programme Management Team and the owner to reach a target price . When the target cost was agreed the Contractor was be awarded the Construction phase. If there is no agreement re the target price the contractor can be replaced.

7.2 Optimised Contractor Involvement (OCI) used on the London Crossrail Project in the immediate post contract award stage where the Contractor is invited to add value to the design, quality and delivery requirements including any cost saving proposals. Any proposals by the contractor that were considered to be of value were adopted and formally included in a revised contract agreement to capture the proposed benefits . Following this agreement construction began.

7.3 Innovative Contract Engagement (ICE) used on the London Metro Bank Station Project –major upgrade of an existing underground Station in a very complex , congested area of the City of London Basically the procurement process was in three stages ie Prequalification; an initial Contract Bid based on a reference design ; then the remaining bidders held separate competitive dialogue discussions with the owner to explore innovation and value that could be adopted based a the Contractors proposals. The winning bid was awarded to the Contractor team that reconfigured the layout of the underground works based on efficient construction methods; analysing the transportation, passenger and business case data held by the owner; reducing operational costs for the owner; phasing the works for least disruption to the public and passengers during construction ; and delivering the construction at a significantly lower price than the owners budget.

All the above projects are currently in varying stages of construction , but they represent the owners belief that when procuring contractors for underground works that involving the Contractor at the start of project development(and much earlier than traditional procurements) is the best way forward with benefits to all parties, and the owner attracts the best contractor companies .

8.0 NEC Contracts

The Civil Engineering Industry has developed a new suite of contracts that guide the owner to the most appropriate method of procurement for the bespoke needs and requirements of his project. The first NEC contract – then known as the 'New Engineering Contract' – was published in 1993. It was a radical departure from existing building and engineering contracts, being written in plain language and designed to stimulate rather than frustrate good management. Its collaborative, straightforward approach - which has resulted in well documented time and money saved on some of the biggest projects around the world - has won support from across the spectrum of the public and private sector.

8.1 NEC 3 contracts are based on Target Cost Contracts where an appropriate Pain/ Gain incentive model can be based on the required outcomes of the client/owner such as quality, time, cost, co operation , risk management, safety, public requirements etc. All factors that are important to the client can be factored into the commercial agreement .

8.2 NEC has recently updated its suite of contracts (NEC 4) to allow for the Early Involvement of Contractors where the Contractor is awarded the construction based on a two stage procurement method. The Contractor is firstly prequalified ; then selected based on:

-Reference /concept design

-A range of criteria based on experience, people nominated for the contractors team, ideas and innovation, ability to be collaborative etc.

-His ability to construct the project within the client`s **budget cost**

At this stage the contractor submits his costs that form the agreed **target cost** for the contract. If there is disagreement re the target cost the owner can replace the contractor (this is not desired, but the threat of replacement is an appropriate dynamic that brings the owner and contractor to an agreed Target). The budget might be increased in agreement with the client if the contractor can add value to the operational stage thus reducing the overall life time owner costs .

9.0 Future Trends .

9.1 The UK will see further new ideas for procuring civil and tunnel projects. London is a centre for mercantile activity where the mix of legal, financial, governance , insurance is a creative dynamic that captures contemporary thinking and influences . The management of risks and the growing complexity and size of tunnelling projects requires collaborative approaches to deliver these projects by competent, collaborative teams that share their experience and skills to deliver the project. The role of the client/owner ,particularly in owning the ground risk and other key client responsibilities(eg planning, public , requirements, affordability etc) has to be more proactive and inclusive in these complex projects. More importantly the contractor has a significant role to play which traditional contracts do not encourage. Therefore , there will be more owners who adopt these collaborative contracts.

In the USA there is a recognition that the early involvement of Contractors is desired , but current institutional barriers, habits and culture `s impede this much to the frustration of designers and contractors who see the benefits and value of ECI. .

9.2 I think that the main reason why the UK has been receptive to collaboration is that all the influences described above enable all the parties(from funding, commercial , government to construction) to work together to achieve the desired behaviours based on procurement models to deliver the growing list of UK tunnelling projects.

I do not think that the UK tunnelling industry will return to the traditional ways of procurement and the growing numbers of mainland European Contractors wanting to bid for UK tunnelling projects is proof that the aims of collaboration are working and gaining international acceptance.

The Management of Risks supported by appropriate collaborative contracts is the way forward for complex urban tunnelling.

Martin Knights Feng

3rd November 2018

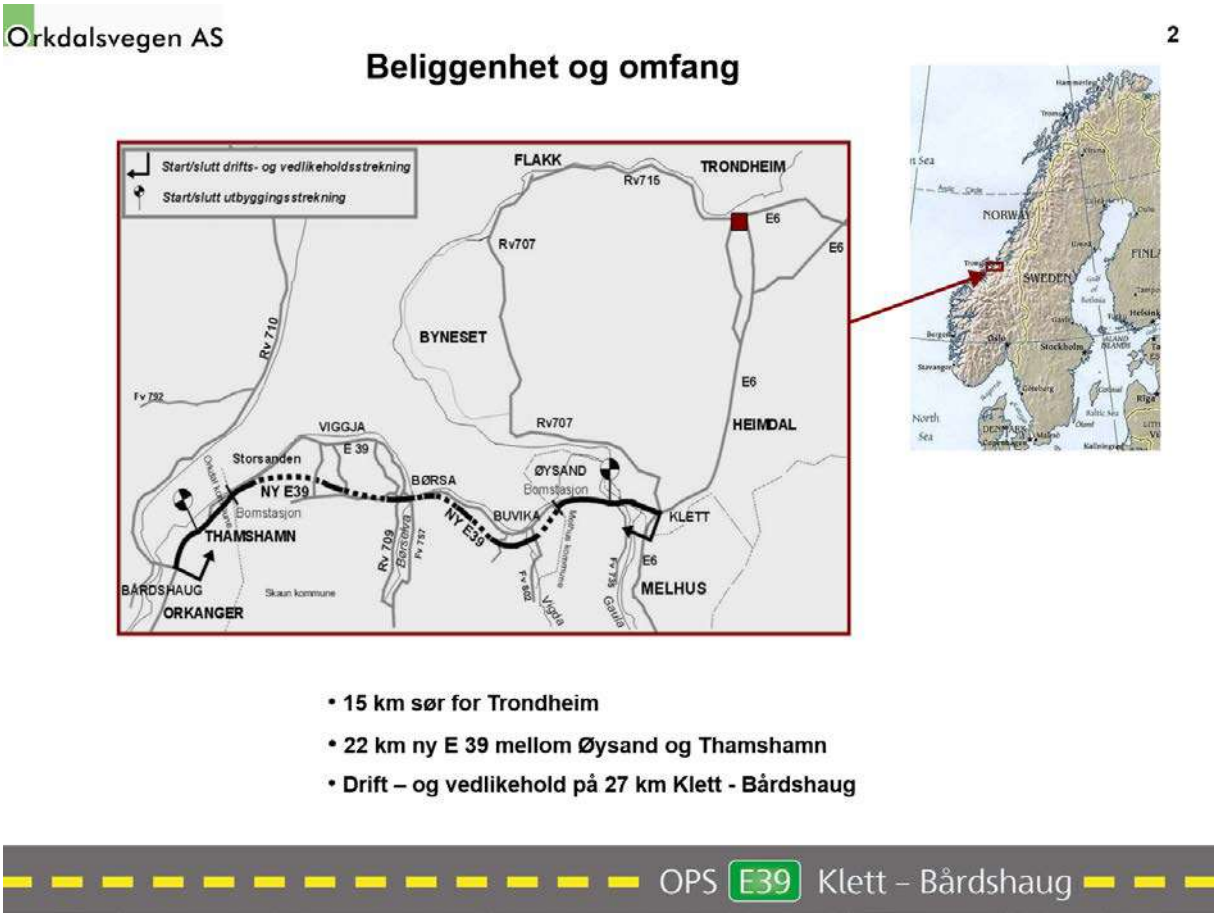
FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Drift og vedlikehold – OPS Klett - Orkanger
Operation and maintenance – PPP Project Klett - Bårdshaug

Ketil Sand, Daglig leder, Orkdalsvegen AS (Skanska Norge AS)

SAMMENDRAG
Prosjektet E 39 Klett Bårdshaug bel bygget av Skanska Norge med OPS selskapet Orkdalsvegen som oppdragsgiver i perioden 2003, gjennom et terreng med store tekniske utfordringer, både ift. geoteknikk og geologi. Gjennomføringen gikk i rekord tempo med parallell prosjektering og bygging.
Etter 13 års drift har Skanska og Orkdalsvegen svært gode erfaringer med kvalitet på veganlegget og en svært høy oppetid. Mye har gått bedre eller som forventet.
En viktig grunn er at vi har hatt en stabil organisasjon med stor kunnskap om prosjektet kombinert med god planlegging og oppfølging.
Vi vil driste oss til å hevde at de som benytter veganlegget daglig vil være av den mening at OPS modellen kombinert med Skanska dedikerte drift sikrer en trygt veganlegg med en svært god driftsstandard.

SUMMARY
The project E 39 Klett Bårdshaug was constructed by Skanska Norge on behalf of the PPP Company Orkdalsvegen AS. The project was basically a greenfield project constructed in technically challenging environment with regards to both soft soils and rock. Construction was executed with excellent speed with parallel design and construction.
The experience from 13 years of operations and maintenance is excellent with regards to the overall quality of the road including the bridges and tunnels delivering a road which is close to 100% open.
Overall, most of the operation and maintenance has been executed according to our plans, both with regards to costs and necessary measures to keep the quality within acceptable levels. A key factor is a dedicated, stable workforce with knowledge about the project, of course combined with planning and monitoring activities.
We would like to claim that the users that are travelling on the road daily would say that the PPP model combined with Skanskas dedicated operation guarantee a safe and quality road.



Figur 1. Beliggenhet på prosjektet

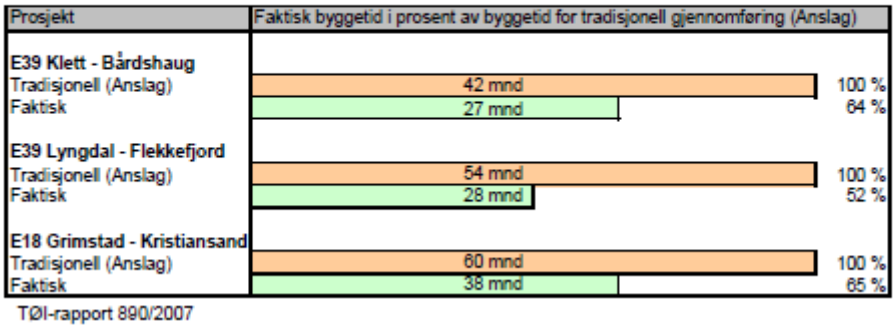
INNLEDNING

OPS Klett – Orkanger eller som det formelt korrekt heter E 39 Klett - Bårdshaug ble bygget i perioden april 2003 til juni 2005 og har vært i en drift- og vedlikeholdsfase fra 30 juni 2005. Kontraktsavslutning er satt til 1 september 2030.

Prosjektet var det første av tre prøveprosjekter for Offentlig Privat samarbeid (OPS) som ble godkjent i Det norske Stortinget som en del av godkjenningen av Nasjonal transportplan. Vedtaket ble fattet i februar 2001 og allerede 7 april 2003 ble det skrevet kontrakt på det første prosjektet; E39 Klett – Bårdshaug. Dette var resultat av en svært rask og effektiv prosess i Statens vegvesen – Vegdirektoratet, som i denne perioden også utviklet en «norsk» OPS modell med utgangspunkt i prosjekter som hadde vært gjennomført primært i UK, men også i andre land i Europa, bl.a. Finland. Konkurransen ble vunnet av et konsortium bestående av Skanska BOT (senere Skanska ID) og Laing Roads, som etablerte OPS selskapet Orkdalsvegen med Skanska Norge som totalentreprenør og utførende for drift- og vedlikehold over kontraktsperioden som strakte seg 25 år etter vegåpning. Kontrakten hadde en nåverdi på

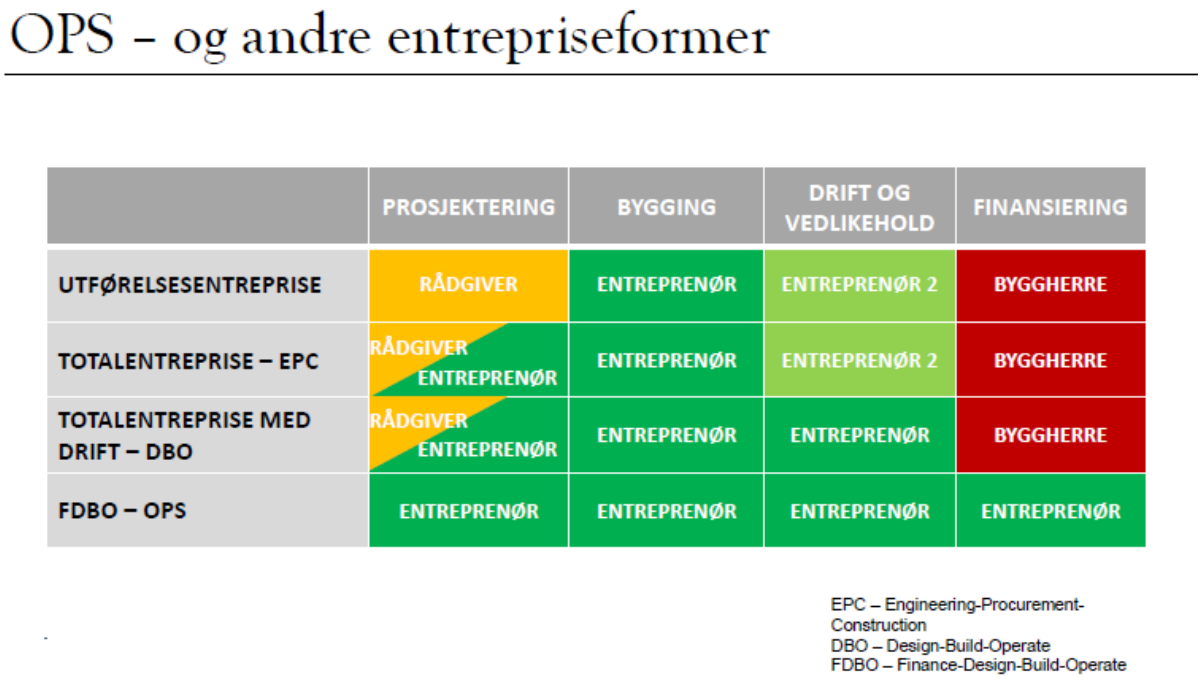
ca. 1,45 Mdr. kroner, som dekker finansiering, prosjektering og bygging, drift og vedlikehold i 25 år, forsikring og administrasjon av OPS selskapet.
Veganlegget var ferdig for igangsetting av trafikk etter 27 måneders total byggetid, den 30 juni 2005. Dette var langt raskere enn det som Vegdirektoratet hadde forventet og var på mange måter en vekker for hvor raskt man kan bygge ut store prosjekter, i en periode som hadde vært preget av mye oppstykking i mange mindre entrepriser. Jeg vil driste meg til å hevde at dette prosjektet var en viktig referanse som gjorde at Statens vegvesen etter hvert valgte å utvikle prosjekter med vesentlig større og færre kontrakter.
Det henvises for øvrig til evaluering av dette og den før utført av Transportøkonomisk institutt *Evaluering av OPS i vegsektoren, TØI rapport 890/2007*.

Figur 2: Faktisk byggetid i prosent av Statens vegvesens egne beregninger for byggetid ved tradisjonell gjennomføring.



Figur 2. Faktisk byggetid opp mot SVV forventninger

Prosjektet hadde også en risikoprofil i vesentlig grad avviker fra tradisjonelle kontrakter, se figur under (hentet fra Grette OPS seminar 25 oktober 2018).



Figur 3: Risikofordeling i forskjellige entrepriser (fra Grette)

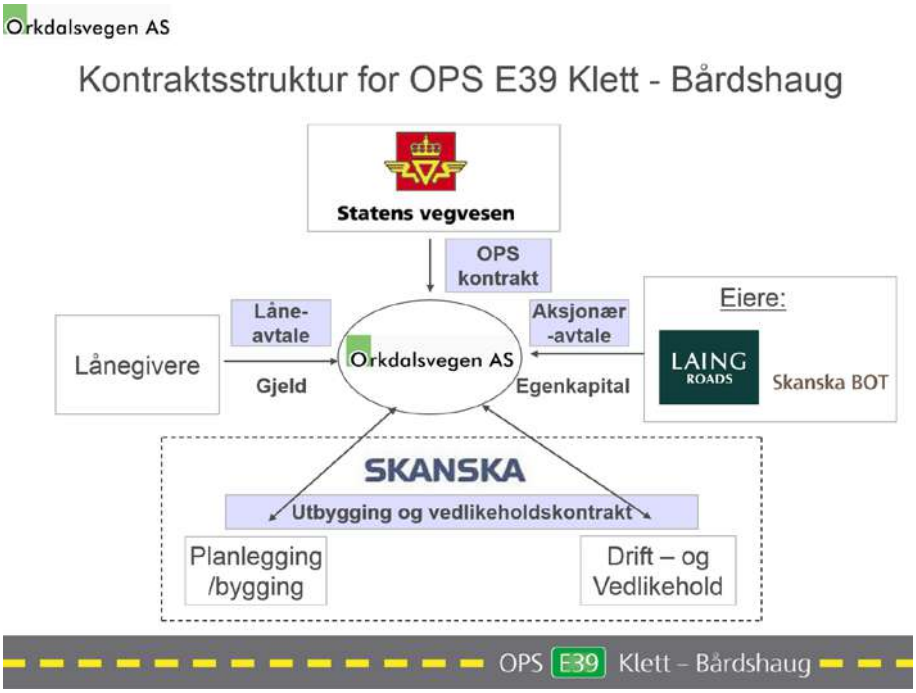
ORGANISERING

Organisering av selve prosjektet var basert på en tradisjonell OPS modell hentet fra utlandet hvor eiere av OPS selskapet – Skanska og Laing – hentet sine erfaringer. Dette var også en nødvendighet for å tilpasse seg til og tilfredsstille strukturelle krav fra Statens vegvesen og finansinstitusjoner inklusive garantister.

Eierne etablerte Orkdalsvegen AS som er et aksjeselskap som kun hadde som formål å inngå og gjennomføre OPS kontrakten. På engelsk blir dette gjerne betegnet et SPC selskap – Single Purpose Company.

Selskapet på sin side inngikk flere sentrale avtaler

i) Finansieringsavtale om å bidra med egenkapital og lånekapital
ii) En totalentreprisekontrakt med Skanska Norge for bygging av anlegget
iii) En Drift- og vedlikeholdskontrakt med Skanska Norge for drift og vedlikehold i 25 år fram til overtagelse



Figur 4. Formell avtalestruktur i OPS prosjektet

Det er også verd å merke seg at Vegdirektoratet hadde en svært begrenset, men kompetent organisasjon på plassen. I forhold til en tradisjonell kontrakt var bemanningen fra Statens vegvesen kanskje 10% i forhold til hvilke bemanning de hadde hatt i en tradisjonell enhetspriskontrakt.

BYGGEFASEN

Prosjektet gikk gjennom et område med til dels store tekniske utfordringer, spesielt kvikkleire og til dels svært krevende geologi. Nesten halvparten av vegstrekningen (ca. 10 km) besto av i

alt 6 tunneler fra 300 meter til ca. 3,6 km. Det var også 4 større bruer i veglinja, hvorav 3 var rene betongbruer og en samvirkekonstruksjon med stålkasse og betong brudekke. Hovedfokus i byggefasen var på å bruke sikre, kjente løsninger for å redusere fare for forsinkelser og fremtidig drift og vedlikehold. I ettertid mener jeg dette var en riktig beslutning, selv om mange hadde ønsket innovative løsninger og nytenkning. Utfordringen med å innføre nye løsninger som avviker fra retningslinjer og regelverk er en uforutsigbar prosess hvor utfallet ikke er kjent (tidsnok). Dette igjen vil sette press på tiden, som er en kritisk faktor. I OPS modellen er det ingen floskel at Tid er Penger, men en alvorlig realitet. Det vi gjorde som var en ubetinget suksess var å gjennomføre ca. 15 mindre og større reguleringsendringer. Statens vegvesen hadde en veldig konstruktiv vinkling til dette med fokus på om endringen medførte en positiv effekt på veganlegget. De aller fleste av disse bidro til å redusere risiko og til dels kostnader i utbyggingen og det var noen gode eksempler på innovasjon i en OPS kontrakt om ikke tekniske detaljløsninger, så grep på plan og veglinje.

Figur 5: Bilde fra Buvika høsten 2004

Byggetiden var planlagt til 29 måneder, men ble gjennomført på 27. I forhold til en kontrakt på 1,35 Mdr. 2002 kroner innebar dette en ressursinnsats og produksjon som var noe helt nytt i 2003, men som senere har blitt «vanlig». Grunnlaget for dette var todelt; dels at Skanska Norge hadde planlagt prosjektet godt og fikk mobilisert ressurser tidlig, samtidig som

prosjekteringen ikke hindret fremdrift. Det andre er at det er et incitament for OPS selskapet og entreprenøren å ferdigstille tidlig. Tidspunkt for trafikkåpning var ikke bestemt av oppdragsgiver, men var overlatt til leverandøren.

Det man kunne forvente ut fra de tekniske utfordringene i byggefasen var at følgende områder kunne bli en utfordringer:

- Stabilitet og bæreevne på veg i dagen
- Håndtering av overvann
- Tunneler, stabilitet og tekniske installasjoner

Jeg vil komme tilbake til hva vi har erfart på de 13 årene vegen har vært i drift

HVA ER LEVERANSEN I ET OPS PROSJEKT OG I HVILKE GRAD HAR VI LYKKES
Det som er viktig å huske på i et OPS prosjektet og det som ofte blir glemt er at kontrakten innebærer at **selskapet får betalt for det man leverer**; i form av

i) Tilgjengelighet
ii) Driftsstandard
iii) Betaling for trafikkmengde ut over trafikkprognose
iv) Sikkerhet

Totalentreprenøren får rett nok betalt for byggingen parallelt med fremdriften, men OPS selskapet får betalt først når man starter å levere (ved trafikkåpning) og deretter gjennom hele driftsperioden. Sagt med andre ord, hvis ikke selskapet leverer en tilgjengelig og sikker vei som i tillegg tilfredsstiller tekniske krav til standard får ikke selskapet betalt.
Hvis man ser tilbake til åpning i juni 2005 og fram til i dag har vegen hatt en tilgjengelighet på i snitt 99,65 %, med lave trekk i betaling for mangelfull driftsstandard. Det er ikke mulig å komme opp på 100% siden også en del vedlikehold har medført at man må stenge vegen. Årsaken til at man har oppnådd så høy tilgjengelighet er at drift- og vedlikeholdsarbeid som medfører stengning i hovedsak gjøres på natt, hvor trekket er lavere enn på dag. For det andre har man planlagt og gjennomfører flere aktiviteter samtidig så langt det er mulig.
Trafikken har i perioden økt langt mer enn det som fremkommer av trafikkprognosen:

ÅDT 2005 (Prognose)	6 904
ÅDT 2018 (Prognose)	9 000
ÅDT siste 12 mnd.	10 710
Økning i trafikk	55 % økning siden 2005, hvorav ca. 19 % ut over prognose

Det er verd å merke seg at andel tunge kjøretøyer følger den prosenten som fremgår av kontraktens forutsetninger; 12 %.
Selskapet får en viss kompensasjon for trafikk ut over 20% over trafikkprognose, så nå er vi i den verst tenkelige posisjonen!

Når det gjelder Betaling for Sikkerhet er den knyttet opp til en skadegrad på 2,37. Erfaringen har vært at det er langt færre ulykker enn det som var på vegen før bygging og noen av de som har vært har vært vanskelig å unngå uansett. Den opprinnelige strekningen var svært ulykkes-utsatt og det var en av hovedgrunnene for utbyggingen og at dette prosjektet ble det første pilotprosjektet for en OPS modellen.

Figur 6. Gammel E 39 ved Børsaberga –det var en grunn til ny veg

DRIFT- OG VEDLIKEHOLD

Organisasjon

OPS selskapet Orkdalsvegen har en deltidsansatt daglig leder og en stedlig medarbeider som følger opp kontrakt fra Trondheim. Denne personen er også innleid, dvs. det er ingen faste ansatte i OPS selskapet.

Skanska som drift- og vedlikeholds entreprenør har to fast ansatte som sitter på Orkanger og følger opp de forskjellige arbeider.

I utgangspunktet kan man si at strekning Klett – Orkanger er for kort for rasjonell drift – og vedlikeholdsarbeid. Skanska strategi var også i starten av driftsperioden å ha flere løpende driftskontrakter i samme region slik at man kunne drive OPS prosjektet som en tilleggs-jobb. Etter dyrkjøpt erfaring i markedet for driftskontrakter valgte vi etter noen år å fokusere på OPS kontrakten og strekningen Klett Orkanger. Vi har hatt kontinuitet på bemanningssiden og etter 13 års drift kan vi si at vi kjenner prosjektet usedvanlig godt. For denne strekningen isolert sett har dette medført et stort pluss, fordi vi har hatt personer og bemanning som har fulgt dette prosjektet over veldig lang tid.

Skanska gjør mye selv men har satt ut kontrakter for bl.a.

- Vinterdrift
- SRO anlegget

Som grunnlag for oppfølgingen ble det etablert en systematisk oppfølging av de enkelte prosesser. Se figuren under.

Skanska AS

Årsplan
OPS E39 Klett - Bårdshaug
Drift og vedlikehold

	År 2018	Jan	Feb	Mars	April	Mai	Juni	Juli	Aug	Sept	Okt	Nov	Des
37	TUNNELVELV, PORTALER inspeksjon			1/utf						23/utført			
38	DRIFT AV TUNNELER												
38.12	Belysning El-kraft (belysning + øvrig) løpende kontroll	X	X	X	X	X	S	9/utsatt	9/utført	X			
	Lyskilder tunnelbelysning (utskifting av mørke lyskilder)	S	S	X	S	S	S	S	X	X			
	Lyskilder innvendig belyste skilt (utskifting)	S	S	X	X	X	S	X	X	X			
38.13	Ventilasjon, (løpende kontroll)	X	X	X	X	X	X	X	X	X			
	CO-sensor (løpende kontroll)	X	X	X	X	X	16/utført	X	X	X			
	NO2-sensor (løpende kontroll)	X	X	X	X	X	16/utført	X	X	X			
	Siktmålere (løpende kontroll)	X	X	X	X	X	16/utført	X	X	X			
38.2	Nødutstyr (løpende kontroll)	X	X	X	S	X	X	X	S	X			
38.21	Brannsikring							9/utsatt	9/utført			25	
	Brannslukkere, kontroll årlig	S	S	S	S	S	7/utført	S	S	S			
	Brannslukkere, utskifting (løpende og ved kontroll)	S	S	X	S	S	6/utført	S	S	X			
38.3	Styring og overvåking (løpende kontroll)	X	X	X	X	S	10/utsatt	S	10/utført	X			
38.4	Kommunikasjonssystemer		20/utsatt	20/utf			8+21/utsatt	X	8+21/utsatt	8+21/utført		24	
	Radioanlegg serviceavtale (løpende kontroll) utgår 2017												
	Nødtelefoner, sjekkes hver måned	X	X	X	X	X	17/utført	X	X	X			
38.7	Renhold	X	4/utført	2/utf	3/utf	2/utført	X	2/utført	X	2/utført	4		4
48	VEDLIKEHOLD AV DRENS- OG AVLØPSANLEGG					X							

Figur 7: Utdrag fra årlig plan for drift –og vedlikehold

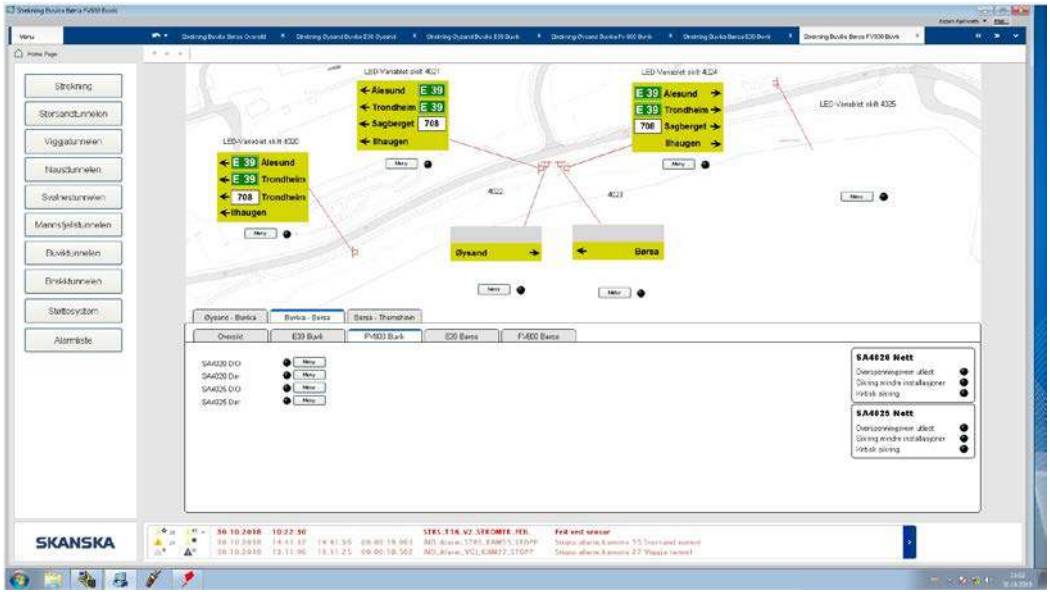
I tillegg ble det etablert et system for Hovedkontroller av tuneller og konstruksjoner, med 5 års intervall mellom kontrollene.

	TYPE 1	TYPE 2 (HOVEDKONTROLL)						HK NR.	TYPE 3
ÅR	Alle	Brekktunnelen 1277 m	Mannsfjelltunnelen 1757 m	Svalnes- og Nausttunnelen 773m/286 m	Storsandtunnelen 3654 m	Viggjatunnelen 2713 m	Skjæringer		Alle
2005								HK1	
2006									
2007									
2008									
2009									
2010								HK2	
2011									
2012									
2013									
2014								HK3	
2015									
2016									
2017									
2018									
2019									
2020								HK4	
2021									
2022									
2023									
2024									
2025								HK5	
2026									
2027									
2028									
2029									
2030									

Figur 8. Inspeksjonsprogram for Tunneler og Konstruksjoner

Vi har etablert et eget overvåkingssystem på de tekniske anleggene i tunnelene og har i prinsippet samme informasjon som VTS. Forskjellen er at styring av endel funksjoner ligger til VTS, hvor vi kun kan overvåke. For drift er overvåking og driftstatistikker det sentrale. Under er det viste et typisk skjermbilde fra vår «operatørsentral» på orkanger.

Figur 9. Skanskas oversikt over status på tekniske installasjoner i tunnelene



Figur 10. Skanskas oversikt over innstilling på variable skilt

ERFARINGER

Bæreevne, stabilitet og setninger på vei i dagen

Trafikkmengden har som nevnt før økt vesentlig mer en prognose. Dette er nok en felles erfaring på de flest veganlegg i Norge, i hvert fall inn mot typiske sentrumsområder.

Det ble tatt et valg i planleggingsperioden om å øke overbygningens tykkelse med 30 cm i forhold til de krav som gjaldt som minimumskrav den gang vegen ble bygget. Det er vanskelig å måle dette opp mot en situasjon hvor det ikke ble gjort, men det er all grunn til å tro at dette har vært en god investering.

Veganlegget har klart seg veldig bra og ser man på statistikken fra spor- og jevnhetsmålinger viser disse klart bedre tall enn kravet. Vi har derfor gått bort fra å legge nye dekker over lengre seksjoner som var i opprinnelige plan, til mer hyppige utbedring av kortere delstrekninger.

Parsell-felt			SPOR													Krav	IRI												Krav
	Fra	Til	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	Spor	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	IRI
1 -1	0	5000	14,2	18,2	13,3	13,8	15,3	6,2	7,3	10,6	14,0	8,7	12,4	15,3		25	1,6	1,9	1,6	1,8	1,8	1,1	1,3	1,4	1,1	1,1	1,2	0,7		3,6
1 -2	0	5000	12,8	15,6	11,4	14,2	14,5	5,8	5,4	9,7	13,0	9,0	12,6	13,7		25	2,4	2	1,8	1,9	1,9	1,1	1,4	1,5	1,2	1,2	1,2	0,8		3,6
2 -1	5000	8500	11	14,3	17,3	19	13	5,4	5,4	8,0	9,2	10,1	5,4	7,4		25	1,7	2,1	2	2,3	1,8	1,1	1,4	1,4	1,2	1,3	1,2	0,9		3,6
2 -2	5000	8500	11,6	14	14,8	17	12,9	6	5,8	8,7	11,0	12,5	7,6	5,3		25	2,4	1,9	1,7	1,7	1,9	1	1,5	1,5	1,2	1,3	1,2	0,8		3,6
3 -1	8500	14500	10,2	12,5	16,7	18,6	15,4	4	5	7,3	9,9	10,2	10,4	8,3		25	1,4	1,7	1,7	1,8	1,6	1	1,3	1,3	1,2	1,3	1,3	0,8		3,6
3 -2	8500	14500	9,9	11,9	14,6	17,9	14,1	3,9	4,8	7,3	10,1	10,4	11,3	7,2		25	2,1	1,5	1,6	1,8	1,9	1	1,3	1,3	1,2	1,3	1,3	0,9		3,6
4 -1	14500	24900	9,6	11,4	14,4	15,3	9,9	3,7	4	6,3	8,6	10,8	13,2	11,8		25	1,5	1,7	1,6	1,7	1,4	0,9	1,2	1,2	1,0	1,1	1,2	0,7		3,6
4 -2	14500	24900	10,2	11,9	14	16	9,9	4	4,8	6,9	9,3	11,6	14,2	10,6		25	1,4	1,5	1,6	1,6	1,4	0,9	1,2	1,3	1,0	1,2	1,2	0,8		3,6
5 -1	24900	26900	9,5	10,5	14,5	15,5	17,1	13,9	2,9	5,7	9,7	13,4	7,9	3,5		25	1,4	1,6	1,6	1,6	1,8	1,2	1,4	1,3	1,2	1,4	1,2	0,7		3,6
5 -2	24900	26900	10	13,6	14,5	17	19	13,5	2,8	5,5	9,6	13,2	7,8	3,7		25	1,5	1,6	1,8	1,9	1,9	1,2	1,3	1,6	1,1	1,4	1,2	0,7		3,6

Figur 11: Måling av spor og jevnhet høst 2018

Håndtering av overvann

Det snakkes i disse dager mye om ekstremvær og utfordringer på overvannssystem. Vi har heldigvis knapt hatt noen utfordringer med dette og konklusjonen er at gitt at man dimensjonerer, planlegger og ikke minst utfører dette «etter boka» vil dagens normer dekke ekstreme tilfeller.

Et par utfordringer skal nevnes; anlegget er prosjektert med grunne grøfter ved slage jordskjæringer, noe som potensielt er en utfordring. Et par steder har vi også opplevd at 3dje person har påført veganlegget økte overvannsmengder. Men, ved å ha ressurser på plassen som vet hvor man kan få utfordringer og handler i forkant ved aktivt å bidra til å holde grøft, ledningsstrekk og kummer i funksjon, har vi lykkes med å eliminere skader. Vi har derfor god tro på at anlegget skal takle de endringer i klima som ser ut til å komme.

Stabilitet i tunneler

Ved åpningen av veganlegget hadde vi utviklet et opplegg for inspeksjon av tunneler. Dette er i prinsippet samsvarende med Rapport 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler som Statens vegvesen publiserte i 2013. En del av det arbeidet som ble gjort på E 39 prosjektet var nok viktig input til denne rapporten.

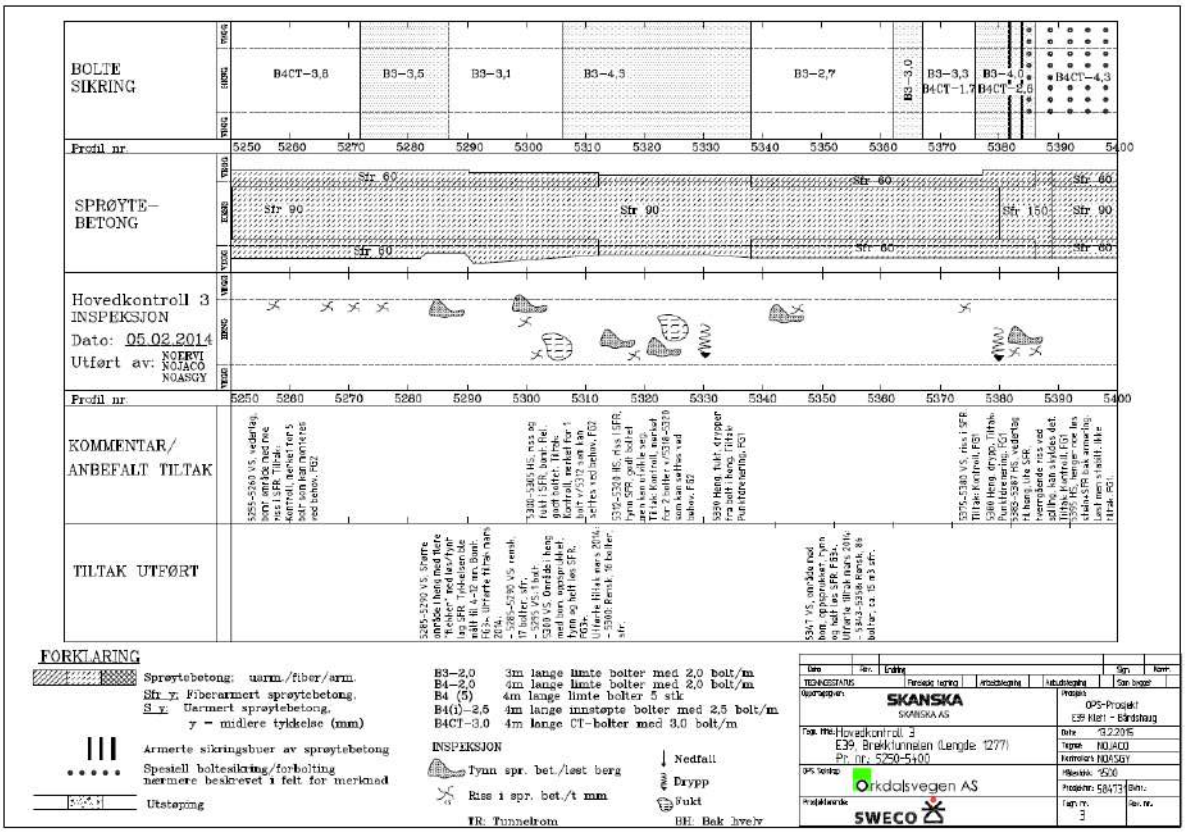
I Rapport 199 heter det:

Hovedinspeksjon av berg og bergsikring skal gjennomføres minst hvert 5. år. Der det foreligger registrering og dokumentasjon iht. krav kan inspeksjonen foretas av annen enn ingeniørgeolog / person med bergteknisk kompetanse. Skader / endringer må vurderes av ingeniørgeolog.

Spesialinspeksjon: nærmere undersøkelse av skader og andre avvik for å fastlegge nødvendige tiltak, og er basert på resultat fra annen inspeksjon. Spesialinspeksjon av berg og bergsikring utføres av ingeniørgeolog.

Vi har hatt to tilfeller med nedfall i tunnelene, senest i 2013. Disse medførte ingen skader på kjøretøy eller personell, men veganlegget måtte stenges for en kortere periode en og det måtte

gjennomføres supplerende sikring med sprøytebetong og bolting. Dette har også vært gjort etter tidligere inspeksjoner som har påvist noe bevegelse, riss, bom mm.
Vi har i driftsperioden ved flere anledninger reflektert over hva vi kunne ha gjort for å unngå dette og ikke minst hva vi gjør for å unngå at det hender igjen. Svaret på det først er nok at det minimumskravet som gjaldt under bygging i 2003-2005 med utgangspunkt i Prosesskoden av 1992 og NB publikasjon nr 7 Sprøytebetong til fjellsikring av 1999 og den praksis som ble fulgt i tunneler bygget på denne tiden, nok anviste en midlere sprøytebetongtykkelse som var i tynneste laget. Sett i ettertid og hensyntatt erfaringer fra Hanekleivtunnelen og andre erfaringer som ble dokumentert etter den ulykken, tilsier at det var riktig å heve minste kravet. Vi hadde åpenbart tjent på det. I en OPS kontrakt blir man ikke bare pålagt å utføre arbeidet, men det vil i tillegg ilegges tilgjengelighetstrekk, slik at incitamentet er klart; gjør god nok jobb første gangen!
Det vi konkret har gjort i ettertid er at vi i tillegg til hovedkontroller har valgt ut fokusområder for noen av tunnelene der vi har utført årlige inspeksjon av ingeniørgeolog for resterende periode av Hovedkontroll 3 (2016-2019). Lokaliteter er valgt med bakgrunn i observasjoner av tynn eller bom sprøytebetong gjort i forbindelse med visuell tykkelseskontroll og sist hovedkontroll. Årlig inspeksjon vil utføres i forbindelse med aktuelt hovedettersyn.
Etter 13 år mener vi å ha fått god innsikt i forholdene i tunnelene og hvor utfordringene ligger og ikke minst gjøre tiltak som gjør at tunnelen også er sikre i fremtiden.



Figur 12: Kart over geologi med angitte observasjoner og tiltak etter Hovedinspeksjon 3

Tekniske anlegg og installasjoner i tunneler

Generelt kan man si at det tekniske anlegget i tunnelene har klart seg bedre enn det vi hadde regnet med. Igjen tror jeg dette skyldes at vi har hatt et tett, løpende oppfølging, hvor systemer har vært overvåket og man har gjort utbedringer løpende ved tegn til svikt i utstyret. Vi har gjort mye selv men har også inngått en langsiktig servicekontrakt med et spesialselskap på SRO. SRO løsninger inkl. grensesnitt til VTS er spå spesialisert og kritisk at man trenger spesialkompetanse.

Den eneste svikten av noe betydninger knytte til nødtelefonanlegget, som gar vist seg å være svært følsomt ift. lynnedslag. Dette har medført at vi har måtet sitte med et stort antall reservetelefoner.

OPPSUMMERING

Alt i alt har Skanska gode erfaringer med drift- og vedlikehold av strekningen E 39 Klett Bårdshaug. Vegstrekning har holdt seg godt etter 13 års drift og vi har klart å oppnå en svært høy tilgjengelighetsgrad og driftsstandard.

Nøkkelen er å byggekvalitet med en gang, etablere gode rutiner basert på data fra byggefasen og ikke minst ha et stabilt og dedikert team som følger opp prosjektet.

Viser også at drift – og vedlikehold av en slik vegstrekning bidrar med unik erfaring og bygger kompetanse som vi er vil ta med oss inn i kommende OPS – Totalentrepriser med drift- og vedlikeholdsansvar.

Referanser:

i) *Trafikkøkonomisk institutt rapport 890/ 2007. Evaluering av OPS i vegsektoren*
ii) *Statens vegvesen rapport 199. Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler. Rapport 2013*
iii) *Grette. OPS seminar 25 oktober 2018*

FJELLSSPRENGINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

SPRENGNINGSARBEIDER I SJØ -EFFEKTER PÅ MARINT LIV OG MULIGE TILTAK

Blasting operations at sea -effects on marine life and possible actions

Endre Grimsbø, Havforskningsinstituttet
Petter Helgevold Kvadsheim, Forsvarets forskningsinstitutt

SAMMENDRAG

Havforskningsinstituttet (HI) og Forsvarets forskningsinstitutt (FFI) er begge rådgivende til norske myndigheter i forbindelse med sprengninger i sjø. FFI og HI samarbeider om denne rådgivingsrollen, og fordeler i utgangspunktet ansvaret mellom seg ved at HI støtter sivile myndigheter og FFI militære. Rådgivingen har som hensikt å begrense eller hindre skade på marint liv. Det er særlig sjokkpulsen men også boblepulser en sprenging genererer som kan gi skade på marint liv. Tiltak for å redusere denne er derfor viktig. Slike tiltak kan være sekvensiell sprengning og bruk av boblegardin. En boblegardin vil også i noen grad redusere partikkelspredningen fra sprengingen.
I dette kapittelet vises det resultater fra praktisk bruk av boblegardin nær et oppdrettsanlegg for laks, der man fikk 12dB reduksjon i trykkbølgens maksimale spissverdi. Bruk av boblegardin gav også en betydelig reduksjon i lydtrykk i det frekvensområdet som er hørbart for fisk.
Man anser ikke at sprenginger i sjø vil kunne påvirke bestander av fisk og sjøpattedyr på nasjonalt nivå i Norge, derfor har rådgivningen fokus mot lokale fiskebestander, lokale gytefelt, selkolonier, akvakulturanlegg og andre områder med høy tetthet av fisk og sjøpattedyr. Skadepotensialet er artsavhengig, det er derfor ikke mulig å gi generelle råd eller grenseverdier.

SUMMARY

The Institute of Marine Research (HI) and the Norwegian Defense Research Establishment (FFI) are both giving advice about use of explosives at sea to Norwegian authorities. FFI and HI collaborate on this counseling role, where HI primarily supports civilian authorities and FFI military. The purpose of the counseling is to limit or prevent damage to marine life.
It is especially the shockwave but also bubble pulses generated by an explosion that potentially damages marine life. Actions to reduce damage of marine life are therefore important. The use of bubble curtain is one of the possible actions, another is sequential blasting where the total load is divided in to several smaller one and ignited with some milliseconds delay. A bubble curtain will also to some extent reduce the particle dispersion from the explosion.
Results from practical use of a bubble curtain close to a aquaculture facility for salmon (Salmo salar) are shown in this article. The use of bubble curtain gave a 12dB reduction in the maximum peak pressure from the detonation. The bubble curtain also gave a significant reduction in sound pressure within the frequency range audible to fish.
Explosions at sea are not considered to have the potential to affect populations of fish and marine mammal at national level in Norway. Therefore, the advisory is focused on local fish stocks, local spawning fields, seal colonies, aquaculture facilities and other areas with high

density of fish and marine mammals. The injury potential related to use of explosives are species dependent, therefore it is not possible to give general advice or absolute limit values. Please, notice the English text attached to each figure in this chapter.

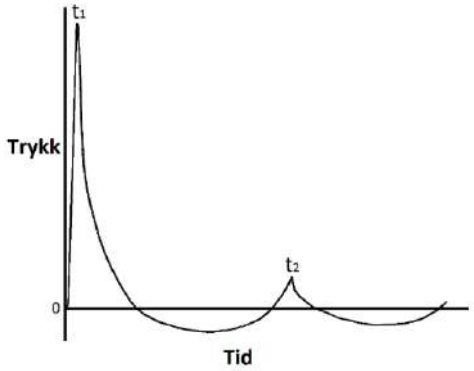
INNLEDNING

Denne artikkelen omhandler sprengningsarbeider i sjø generelt og omfatter bergsprengning og nedgravde ladninger, samt bruk av eksplosiver i frie vannmasser. Bortsett fra at sprengstoff ikke er tillat brukt i forbindelse med fiske, er ikke bruk av eksplosiver og hensynet til det marine miljø særlig godt regulert i Norge. Internasjonalt varierer det også veldig hvilke reguleringer man har, alt fra nasjonale retningslinjer og anbefalinger *(Keevin & Hempen 1997, Wright & Hopky 1998)* til mer tilfeldige forordninger satt av lokale myndigheter *(Keevin 1998)*.
Militære sprenginger, da særlig demoleringer av krigsetterlatenskaper, vil naturligvis ha mye av de samme problemstillingene som sivile sprengningsarbeider. Derfor er eksempelet brukt i denne artikkelen og mange av litteraturhenvisningene i dette dokumentet hentet fra militære sprengninger. Det ble særlig utført mye forskning i forhold til undervannssprenginger under sist verdenskrig, dette er oppsummert av Cole *(1948)*. I Norge har det i nyere tid vært publisert mange rapporter angående sprenging *(Aune et al. 2018, Eliassen & Iversen 2004, Engås et al. 1989, Johnsen et al. 1994, Kjellsby 1993, Kjellsby & Kvalsvik 1997, Larsen et al. 1993, Soldal 1990, Trettenes 2006)*. For øvrig er Havforskningsinstituttet (HI) og Forsvarets forskningsinstitutt (FFI) involvert i JPI Oceans strategiske initiativ «Munitions in the sea», (http://www.jpi-oceans.eu/munitions-sea) der man forsøker å finne løsninger på militære etterlatenskaper i sjø *(Campana et al. 2016)*.
Forsvaret foretar sprengninger av militær ammunisjon i forbindelse med øvelser eller demolering av krigsetterlatenskaper. I den sammenheng rådfører de seg ofte med FFI for en vurdering av hvorvidt eksplosivobjektet bør flyttes, eller dersom det ikke kan flyttes om spesielle tiltak er nødvendige. Rydding av gamle eksplosiver er ikke ansett som del av forsvarets ordinære virksomhet som er tillatt i medhold av forurensningsloven, og slik aktivitet krever derfor grundig risikovurdering og tillatelse fra miljømyndighetene på lik linje med sivile sprengninger *(Miljødirektoratet 2017)*. Aktuelle sivile sprengningsarbeider som HI gir råd om kan være utbedring av skipsleder og andre arbeider der hele eller deler av sprengingen foregår i sjø eller har utslag i sjø, samt refraksjonsseismikk. Det er gjerne Fiskeridirektoratet, Kystverket eller Fylkesmannsembete som sender saker angående bergsprengning i sjø til HI for uttalelse. Et generelt problem er at man kommer sent inn i prosessene i forhold til å gi innspill slik at anleggsarbeidet kan planlegges på en måte som skåner marint liv. Tema relatert til undervannssprenging og fisk har også tidligere vært presentert på Fjellsprengningsdagen av Fauske *(2007)*, tiden er nå moden for en oppdatering og en klargjøring av viktige faktorer i forhold til planlegging av sprengningsarbeider i sjø.

SPRENGNINGSARBEIDER

Det faglige ansvaret for sivile sprengningsarbeider er organisert i to nivåer, bergsprenger og bergsprengingsleder, som begge har egen sertifisering. Det er bergsprengingslederen som har det overordnete ansvaret for sprengningsarbeidet men man må være sertifisert bergsprenger for å kunne utføre selve sprengingen. Ved sprengningsarbeider skal det foreligge både sprengningsplan og salveplan, sprengingens forløp skal også dokumenteres. Vibrasjoner og støt fra sprengningsarbeider defineres i Norsk Standard *(2012)*.

I motsetning til en vanlig forbrenning, kalt deflagrasjon, vil en detonasjon oppstå når omsetningen i sprengstoffet danner gass med en hastighet som skaper en trykkbølge som forplanter seg med overlydsfart i eksplosivet, eller sprengstoffet om man vil *(Kiran 2016)*. Denne sjokkbølgen skapes av en veldig hurtig ekspanderende gassboble som dytter vannmolekylene foran seg. Resultatet er en trykkbølge som karakteriseres med en veldig rask trykkøkning, eller sjokkbølge (figur 1 & 2), til et nivå som langt overstiger det statiske trykket i vannet (Kjellsby 1993). Sammenlignet med detonasjoner i luft vil det i vann oppstå en kraftig sjokkbølge med påfølgende boblepulser. se figur 1, ved sprengning i vann *(Aron et al. 1948, Koschinski 2011)*.



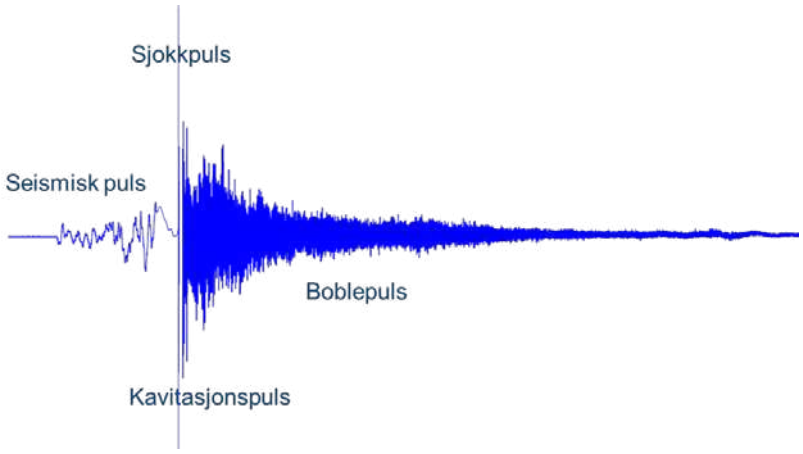
Figur 1. *Illustrasjonen viser en tenkt sjokkbølge/trykkpuls (t_1) med påfølgende boblepuls (t_2) dannet som følge av sprenging i vann. Tiden null markerer initiering av detonasjonen.*

The illustration shows a theoretical pressure pulse (t_1) followed by a bubble pulse (t_2) occurring during an underwater explosion (Undex). Detonation initiated at time zero and gives an instant pressure increase until the maximum pressure occurs at t_1, which is the maximum bubble size. The bubble collapses after it has reached its maximum resulting in a potential negative pressure, then the pressure again rises to t_2 because of the bubble oscillation. Number of bubble oscillations is determined by depth, type and quantity of explosives.

I figuren over er detonasjonen av sprengladningen initiert ved tiden null og man får da en umiddelbar trykkøkning inntil maksimaltrykk er nådd ved t_1. Stigetiden for trykkpulsen, altså tiden det tar fra initiering til maksimaltrykk er nådd, er avheng av sprengstoffets detonasjonshastighet. En veldig rask trykkøkning, altså kort stigetid, kan være mer skadelig for fisk enn en trykkpuls med lengere stigetid selv om denne har høyere maksimalverdi *(Simenstad 1973)*.

Gassboblen som dannes vil dersom den ikke når overflaten under ekspansjonen, etter hvert trekke seg sammen og begynne å pulsere. Den danner da en mer langvarig boblepuls (figur 1 & 2). Boblen oscillerer og når den har nådd sitt maksimum vil den gå mot et minimum før trykket som følge av boblens oscillasjon igjen stiger til t_2 ved neste maksimum. Hvor mange oscillasjoner boblen gjør bestemmes ut fra type og mengde sprengstoff, samt dyp.

Videre vil sjokkbølgen som detonasjonen genererer reflekteres av vannoverflaten og den reflekterte sjokkbølgen blir da faseforskjøvet og danner dermed en kavitasjonsbølge med negativt trykk (figur 2). Det resulterende trykkforløpet med rask trykkøkning etterfulgt av raskt trykkfall er svært destruktivt mot marint liv. Figuren under viser en faktisk måling av trykkforløpet i forbindelse med en detonasjon i vannmassen.



Figur 2. *Målt trykkforløp i forbindelse med detonasjon av stort eksplosivobjekt (500 kg TNT) i vannmassen. Målingene er gjort 500m fra sprengningen. Den seismiske pulsen inneholder infralyd og skyldes lydbølger som forplanter seg gjennom sjøbunnen. Lydhastigheten i grunnen er høyere enn i vann og derfor ankommer denne først. Direkteankomsten av sjokkpulsen etterfølges av en negativ kavitasjonspuls, som skyldes at sjokkpulsen reflekteres i overflaten. Den påfølgende boblepulsen skyldes at gassboblen som dannes pulserer. Figuren er modifisert fra Fardal (2005).*

Measured pressure during detonation of a large explosive object (500kg TNT) in the water column. The measurements are done 500m from the detonation. The seismic pulse contains infrasound and propagates through the sea floor and therefore arrive first. The direct arrival of the waterborne shockwave is immediately followed by a negative cavitation pulse caused by surface reflection of the shock wave. The bubble pulse is caused by the pulsating gas bubble.

Effekten på marint liv av vibrasjoner og lydforplanting i grunnen fra detonasjoner (Seismisk puls figur 2) er noe man bør vurdere å ta hensyn til. Ved refraksjonsseismikk brukes små sprengladninger til å generere små seismiske pulser. Effekten av slike undersøkelser kan være relevant å vurdere i forhold til marint liv *(Engås 1989)*. Selv om bergsprengingen ikke har utslag i vann kan denne typen vibrasjon og lydforurensing ha betydning, særlig om den gjentas over tid *(Toresen & Søvik 2012).* Langvarig støyforurensing fra sprenging kan allikevel ikke sammenlignes med olje og gassindustriens seismikkundersøkelser der det vanligvis blir generert en kraftig lydpuls hvert tiende sekund. Ved vanlige seismiske undersøkelser i sjø brukes i dag ikke eksplosiver men trykkluft og følgelig får trykkpulsen en annen karakteristikk enn ved bruk av sprengstoff.
Hastigheten trykkbølgen forplanter seg i sprengstoffet med kalles detonasjonshastighet og vil variere for de ulike sprengstofftyper. Militære eksplosiver har generelt høyere detonasjonshastighet enn eksplosiver til sivilt bruk, slik som bergsprengning. For bergsprenging vil detonasjonshastigheten kunne påvirkes av borehulldiameter *(Amundsen 1984)* og trykk. Ved økende diameter på sprengstoffet får man, opptil en viss grense, økende detonasjonshastighet *(Higgins 1979)* noe som utnyttes i militære sjøminer som ofte utformes som en kule for å få maksimal sprengvirkning. Redusert diameter vil gi lavere detonasjonshastighet inntil en vis grense der diameteren blir for liten til at man oppnår detonasjon *(Petel et al. 2007)*. Eksplosivet *(Meyer et al. 2002)* sin sprengvirkning blir for sivile typer ofte relatert til ANFO (Amonium nitrate fuel oil) sin sprengvirkning med et forholdstall. For militære eksplosiver blir gjerne sprengvirkning oppgitt i TNT-ekvivalenter (Trinitrotoluen), som har en helt annen karakteristikk enn ANFO. Det er viktig å ha klart for seg forskjellene mellom de ulike sprengstofftyper, særlig med hensyn på detonasjonshastighet. Sprengstoff med lavere detonasjonshastighet vil gi et trykkforløp med langsommere stigning og dermed i

utgangspunktet være mindre skadelig for marint liv. I noen sammenhenger er derimot den totale energien i pulsen også viktig (NOAA/NMFS 2016).
Ved bergsprengning er det sjokkpulsen som først knuser berget, videre er det gassutviklingen som ytterligere river berget fra hverandre. Forskjellen på detonasjoner av militær ammunisjon og bergsprenging, i tillegg til at detonasjonshastighet er ulik, at militær ammunisjon som miner oftest sprenges i vannmassen, mens bergsprenging vanligvis innebærer at eksplosivet er boret ned i havbunnen. Ved bergsprenging vil da mye av energien som frigis gå med til å knuse og rive berget fra hverandre.

INNVIRKNING PÅ MARINT LIV

Det er trykkpulsene fra sprengningen som først og fremst forårsaker direkte skade på marint liv. Det er særlig luft eller gassfylte organer som lettest skades i forbindelse med at trykkpulser fra sprengingen komprimerer gassfylte hulrom, som svømmeblære *(Gaspin 1975, Gaspin et al. 1976, Yelverton et al. 1975)* på fisk og lunger på marine pattedyr, slik at vev strekkes og avrivninger oppstår med påfølgende blødninger. Forøvrig vil kraftige trykkpulser generelt medføre krefter som kan påføre marint liv skade, ikke minst hørselsskade på marine pattedyr (NOAA/NMFS 2016). I en studie fra Nederland fant man at 88 demolerings-detonasjoner i løpet av ett år vil kunne skade mellom 1280-5450 niser (*von Benda-Beckmann et al. 2015)*.Trykkvirkningen fra detonasjoner også vil ha en negativ innvirkning på egg og tidlige stadier av larver *(Faulkner et al. 2006, Wright & Hopky 1998)*. I Norge regner man ikke med at sprengningsarbeider i sjø vil kunne ha potensiale til å påvirke en fiskebestand *(Govoni et al. 2008)* på nasjonalt nivå, men lokale populasjoner kan påvirkes særlig ved gjentatte sprenginger. Ved sprengningsarbeider i sjø observerer man ofte en del skadet og død fisk flytende i overflaten nærme sprengingsstedet, dette er fisk med svømmeblære der gassen i svømmeblæren fremdeles er i fisken. Skadet fisk uten svømmeblære, eller der gassen fra svømmeblæren har unnsluppet, vil derimot synke og dermed ikke være synlig på overflaten. Fisken kan også svimeslås av en detonasjon og vil da ikke ha normale responser. Bevissthet hos fisk vurderes ut fra øyerull *(Kerstin et al. 2002)* og målt hjerneaktivitet *(Grimsbø 2016)*. Selv om fisken kan vise tegn til liv kan den allikevel ha fått hjerneskader som er dødelige, siden fiskehjertets fysiologi gjør at det slår også etter at fisken er død og følgelig forsyner muskulaturen med friskt blod. Skader som følge av detonasjoner i sjø kan også oppstå på marine pattedyr *(Ketten 1995)*, dykkende fugl *(Yelverton et al. 1973)* og annet marint liv, særlig på dyr med indre gassblærer og luftrom som lunger og lignende.
Det observeres ofte vann i svømmeblæren på fisk som har vært utsatt for sprengning *(Soldal et al. 1990)*, dette gjelder særlig arter som har såkalt åpen svømmeblære, som f.eks. laks. Dette antas å ha sammenheng med undertrykket som oppstår som følge av at den initiale trykkpulsens speiling i vannoverflaten med påfølgende kavitasjon *(Gaspin & Price 1972)*. I den grad det suges vann inn i fiskens svømmeblære vil dette kunne føre til nedsatt almenntilstand og økt dødelighet noe tid etter sprengning. Undertrykk og faseendringer av trykkpulsen som følge av speilinger, vil forsterke skadevirkningene av trykkpulsen siden kreftene som oppstår da blir større. Det er også observert at fiskens svømmeblære har sprukket utover *(Teleki & Chamberlain 1978)*, noe som indikerer sterkt undertrykk eller kavitasjon.
Når avstanden til en sprengning er stor vil trykkpulsene som blir generert ikke være et problem i forhold til direkte fysisk skade på marint liv, men vil derimot representere en lydforurensing. Denne avstanden vil kunne beregnas ved bruk av Arons formel *(Kjellsby & Kvalsvik 1997)*. Denne lydforurensingen vil typisk ligge i et lavt frekvensområde som er hørbar for fisk og pattedyr *(Kvadsheim et al. 2017, Popper et al. 2014)* og som vil kunne stresse fisk, særlig i forbindelse med gyting men også fisk i oppdrett. Det er særlig lavfrekvent lyd som fisken kan

detektere *(Sand & Karlsen 1986, Karlsen 1992, Karlsen et al. 2004)* men også ren partikkelakselerasjon. Lyd i vann og partikkelakselerasjon hører gjerne sammen, men ikke under alle forhold. Fisken sin hørsel er knyttet opp mot otolittene, øresteinene om man vil, men også sidelinjeorganet antas å kunne ha en betydning særlig i forhold til partikkelakselerasjon i vannet *(Sivle et al. 2017)*.
Stress hos fisk blir gjerne definert som primær, sekunder og tertiær stressrespons *(Iwama & Afonso 2006)*. En primær stressrespons er utløsing av stresshormoner som katekolaminer og særlig kortisol, disse hormonendringene kan være kortvarige og derfor litt vanskelige å måle. Den primære adferdsmessige endringen vil være fluktrespons der fisken forsøker å komme seg bort fra en mulig fare. Denne fluktresponsen vil i seg selv potensielt være skadelig, særlig i et oppdrettsanlegg der fisken ikke har mulighet til å unnslippe. En typisk fluktrespons vil være at fisken spenner muskulaturen slik at den danner en C før den skyter av gårde i vannet, ofte kalles dette for C-respons. Den sekundere stressresponsen følger av den primære og man kan da måle ulike biologiske og kjemiske blod parameter, som ionebalanse, laktat, pH m.m. Siden den primære stressresponsen sine endringer i stresshormoner kan være vanskelig å måle, måles ofte den sekundere stressresponsens kjemiske endinger for å få et inntrykk av stressnivået fisken har blitt utsatt for.
Den tertiære stressrespons oppstår ved langvarig stress som fisken ikke greier å akklimatisere seg i forhold til. Man kan ved slikt langvarig stress få endringer i matinntak, vekst og fiskens evne til reproduksjon, altså en generell reduksjon i almenntilstand. Generelt kan det virke som om fisk som har redusert almenntilstand eller som er smittet av sykdom får økt dødelighet og utbrudd av sykdom som følge av den ekstrabelastning en sprengning medfører. Særlig utsatt for økt dødelighet og sykdom relatert til sprengningsarbeider er fisk i oppdrettsanlegg, det finnes eksempler på store økonomiske erstatninger.

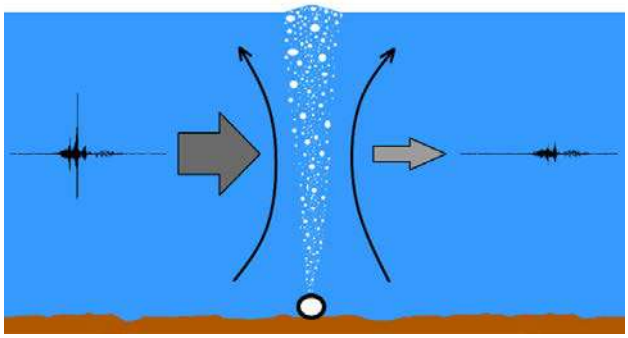
MULIGE TILTAK

Dagens standarder har ikke fokus på skader på marint liv og tiltak for å unngå dette, noe man håper blir forbedret i neste versjon av denne standarden.
Det er ofte vanskelig å si noe konkret om innenfor hvilke avstander det kan forventes skade i forbindelse med sprengningsarbeider, følgelig er det vanskelig å beregne på hvilke avstander det er nødvendig med tiltak. En ekspertgruppe oppnevnt av Miljødirektoratet oppsummerte nylig kunnskapsstatus om effekter av detonasjoner og andre støykilder på marint liv. Der fremkommer det at ved spisstrykknivåer over 210 dB (re $1\mu Pa^2$) for fisk og 202 dB for sjøpattedyr øker faren for skade *(Kvadsheim et al. 2017)*. Skadepotensialet øker også med minkende individstørrelse *(Yelverton et al. 1975)*. Problemet er ofte at vi ikke har gode modeller for å beregne trykknivåene ved ulike avstander fra en detonasjon, spesielt dersom sprengningen foregår i fjell hvor mye av energien absorberes. Det har i noen tilfeller blitt gjort forsøk på å sette grenseverdier når det gjelder påvirkning fra bergsprenging *(Dalen 2012, Hveding 2018)*, men det er vanskelig å fastslå generelle grenseverdier som gjelder under alle forutsetninger. I Sjøforsvarets reglement for eksplosivrydding under vann *(Svendsen 2012)*, er det innført en generell sikkerhetsavstand til havbruksanlegg på 2nmi. Dette er en svært konservativ terskel og innebærer at man skal vurdere behov for risikoreduserende tiltak dersom sprengningsposisjon ligger nærmere enn dette. Det vanligste tiltaket er da at man hever og tauer eksplosivobjektet til en posisjon som ligger lenger unna eller er skjermet fra oppdrettsanlegg eller annet sårbart området, dette kan være bak et nes, holmer, skjær eller grunt vann. Slik skjerming vil kunne redusere spisstrykket med 25-59 dB avhengig av graden av skjerming *(Kjellsby 1997)*, og uten at avstanden er endret. Dersom man i tillegg hever eksplosivobjektet og sprenger det på grunt vann, vil det medføre at den ekspanderende gassboblen vil ventileres mot overflaten og mye av

energien forsvinner opp i luften. Dette kan ses som en karakteristisk høy vannsøyle på overflaten. Norske minedykkere er i NATO kjent for å være blant verdens dyktigste til denne type operasjoner, og allierte minedykkere kommer til Norge for å lære.
Sikkerhetsavstandene og tiltakene nevnt over gjelder bare for detonasjoner i vannmassen, ikke i fjell. Et tiltak som er mye brukt både i forbindelse med sprengninger i fjell og i vannmassen er å sette av en eller flere fenghetter eller en mindre ladning før hoved salven for å skremme bort fisk, marine pattedyr og lignende. Det er derimot ingen gode studier som viser om dette faktisk virker, derfor brukes dette bare i liten grad i Norge.
Den omtalte trykkpulsen (t_1 i figur 1) sin amplitude er bestemt av salve/landingsstørrelse og sprengstoffkarakteristikk, eller kombinasjon av sprengstofftyper. Ved å redusere salve/ladningsstørrelse vil den skadelige trykkpulsens maksimaltrykk bli redusert. Dette er mulig å gjøre ved å dele en salve opp i mindre delladninger som avfyres sekvensielt ved hjelp av såkalte millisekundtennere. For å igangsette en detonasjon er man avhengig av en tennsats, gjerne kalt tenner, millisekundtennere er da tennsatser oppdelt i serier med et gitt antall millisekunds forsinkelse. Man bør da etterstrebe en minst mulig ladningsstørrelse på hver delladning og gjerne ha ca. 20 millisekunds forsinkelse mellom hver. Ut over å redusere maksimaltrykket er hensikten med tidsforsinkelsen å plassere delladningen sin spisstrykk t_1 i foregående delladnings trykk minimum, altså mellom foregående dellandings t_1 og t_2. Det bør ved utarbeidelse av salveplan gjennomføres en analyse av de ulike delladningers tidsforsinkelse. Ved forliten tidsforsinkelse mellom delladningene får man ikke den tilsiktede effekt og skader vil lettere kunne oppstå.
Trykket t_1 som oppstår som følge av detonasjonen vil for uten sprengstoff mengde også være avhengig av detonasjonshastighet. Valg av sprengstofftype og andre tiltak som reduserer detonasjonshastighet vil derfor være gunstig i forhold til skader på marint liv. Ikke alle eksplosiver med moderat detonasjonshastighet, som for eksempel tradisjonell ANFO, kan brukes i vann eller vannfylte borehull da vannet endrer dets sammensetning slik at de ikke detonerer. Sprengstoff som ikke detonerer ved initiering kalles forsager og kan representere en betydelig forurensning av det marine miljø, særlig med tanke på nitrogenforbindelser.
Trykkbølgene i vannet som oppstår som følge av en sprengning, da særlig t_1 i figur 1, vil kunne speile seg i overflaten og endre fase. En slik speiling vil, som tidligere nevnt, skape et undertrykk og kavitasjon (Figur 2) som kan medføre langtidsskade på fisk. Slike uheldige speilinger i overflaten vil lettest oppstå når det er godt vær med blank sjø. Krusninger i overflaten og urolig sjø vil derimot bidra til å dempe trykkpulser og lyd fra sprengningen.
Dersom mulig bør man også unngå detonasjoner åpent i vann, siden denne type sprenginger gir de største spisstrykkene. Ved detonasjoner brukt i forbindelse med utfyllinger i vann bør disse anbringes i rør i fyllingen fremfor å plassere ladningene åpent på fyllingsfot. Ved bergsprenging i vann er det viktig med tilstrekkelig fordemning i borehull slik at energien fra detonasjonen går med til å bryte løs fjellet og ikke forplanter seg direkte ut i vannet.

Boblegardin

Et tiltak som reduserer de voldsomme trykkendingene fra sprengning i vann er bruk av såkalt boblegardin. Boblegardin, også kalt luftgardin, lages ved at et perforert rør legges på bunnen og settes under trykk slik at luftbobler stiger opp i vannsøylen og danner en sammenhengende vegg eller gardin av bobler. *(Domenico 1982a, 1982b, Croci et al. 2014, Keevin et al. 1997, Schmidtke 2010)*. Figur 3 viser bruk av boblegardin.



Figur 3. *Boblegardin, eller luftgardin om man vil, bestående av et perforert rør som det pumpes trykkluft inn i. Når rørt legers slik at dannes det en sammenhengende vegg av bobler omkring sprengingsstedet vil virkningen av trykkbølgen fra sprengingen på omgivelsene bli dempet. Boblene genererer også en oppadgående strøm i vannet som i noen grad beskytter mot partikkelspredning.*

Bubble curtain created by pumping air in to a perforated pipeline. The perforated pipeline is placed on the seabed in a circle around the explosion site and there by the shockwave are damped. The bubbles also creating a flow in the water that, to some extent, protecting the environment against particles in the water generated by the blast.

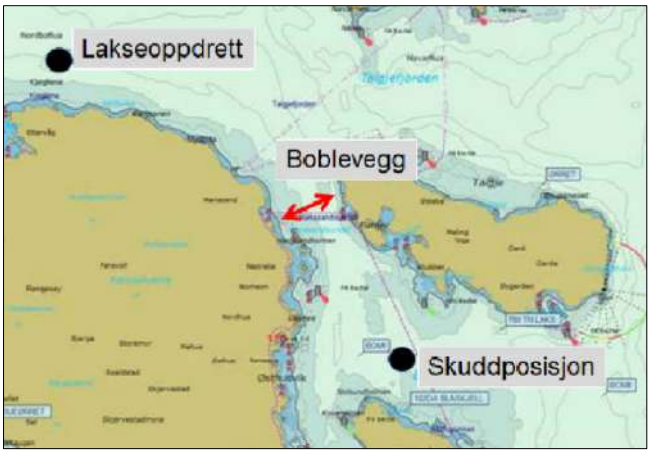
Brukt på riktig måte er boblegardin en svært effektiv metode for å begrense skader på marint liv i forbindelse med sprenging i vann. Ved frie sprenginger i vannmassen er det ofte mest effektivt å flytte eksplosivet slik at batymetri skjermer sjokkbølgen fra detonasjonen. Boblegardin er et tiltak som i andre deler av verden brukes som nærmest som etstandard tiltak for å begrense skade på marint liv, men er lite brukt i Norge. Best effekt oppnås når der brukes flere boblegardiner utenpå hverandre med noe avstand i mellom. Alternative løsninger basert på deflagrasjon av svartkrutt har også vært utprøvd for å etablere boblegardin i forbindelse med sprengningsarbeid i sjø *(Samuelsen 1966)*.
Bobler kan også brukes til omrøring da de fører til en oppadgående strøm i den omliggende vannsøylen, se figur 3. Dette prinsippet er ofte brukt til omrøring av vannsjikt i mindre poller eller i ferskvann der man har stillestående vann mot bunnen med opphopning av hydrogensulfid (H_2S). Brukt som boblegardin vil den oppadgående strømmen hindre vannet på den ene siden av gardinen med å blande seg med vannet på den andre siden. Denne effekten vil kunne begrense noe av den uønskede spredningen av partikler i vannet som oppstår i forbindelse med en sprengning. Dette utnyttes også der man ønsker å hindre generell partikkelspredning og igjenslamming av områder *(Laugesen 2006, Sharp et al. 2010)*.
En form for boblegardin brukes også av enkelte hvalarter for å lettere kunne fange sild. Dette gjøres ved at hvalen blåser ut luftbobler omkring stimen, silda vil da forsøke å unngå boblene. Effekten av boblegardinen som lages er at stimen samles slik at hvalene lettere kan forsyne seg når de kommer opp fra dypet under stimen. Ved å bruke boblegardin kan man oppnå en lignende effekt der man ønsker å holde fisken borte fra et område, som for eksempel et sprengningsområde.

Hovedhensikten med å bruke boblegardinen i forbindelse med sprenging er at man ønsker å begrense trykkpulsene fra sprengningen fra å forplante seg i sjøen. Dette gjøres ved å utnytte tetthetsforskjellen mellom vann og luftboler slik at trykkpulsen reflekteres, den vil også bli dempet ved at luftboblene i gardinen komprimeres. For at man skal oppnå den ønskede effekt er det viktig at boblegardinen er konstruert slik at den består av en tett vegg av luftbobler som stiger mot overflaten og i størst mulig grad hindrer trykkbølgen fra å passere. Det er ikke uvanlig å bruke flere boblegardiner etter hverandre for å oppnå en optimal virkning.

Det kan være vanskelig å designe en boblegardin optimalt slik at den gir tilsiktet effekt. Særlig utfordrende er det å designe en boblegardin optimalt dersom bunnforholdene er vanskelige. Ved enkle bunnforhold, der man har en relativt flat og jevn bunn, vil man enkelt kunne etablere en boblegardin ved å legge et perforert rør omkring sprengingsstedet. Ved vanskelige bunnforhold bør man vurdere å bruke flere boblegardiner slik at en tilfredsstillende skjerming av sprengingen lettere kan oppnås. Om man ikke oppnår en full skjerming er det viktig at boblegardinen plasseres på bunnen omkring sprengningsstedet på en slik måte at den skjermer sårbare områder. Det må være noe avstand fra salven og til boblegardin slik at gassboblen som oppstår ved sprenging holdes innenfor gardinen.
Det er viktig at man velger en luftluftkompressorer med tilstrekkelig kapasitet slik at boblegardinen blir jevn omkring hele sprengingsstedet. Størrelsen på luftdysene eller perforeringens hullstørrelse og kompressorkapasitet må derfor matches slik at trykket opprettholdes i hele røret når det er i neddykket tilstand. Jevnt trykk i hele røret vil være enklest å oppnå om røret blir matet med trykkluft fra begge ender. Rent praktisk kan man velge en så liten hulldiameter som mulig men som allikevel genererer en strømning på overflaten, se figur 3. Når man kan observere en strømning i overflaten omkring hele sprengingsstedet kan man anta at boblene har tilstrekkelig størrelse og mengde til å fordele seg i vannsøylen som en vegg og dermed gi den nødvendige effekt.
Brukt på riktig måte vil en slik boblegardin reflektere og absorbere mye av energien i de skadelige trykkpulsene som oppstår i forbindelse med en sprenging slik at skader på omgivelsene ikke oppstår, eller i de minste blir begrenset.

Praktisk bruk av boblegardin

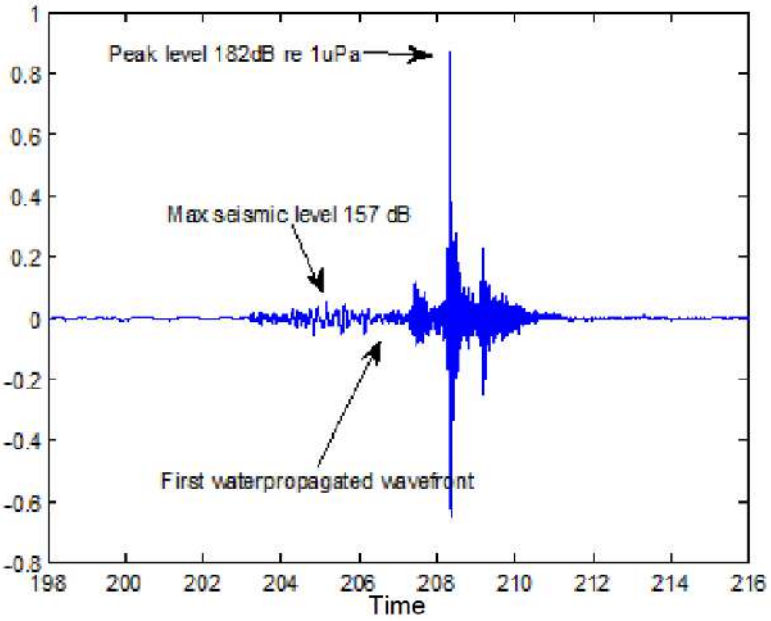
I forbindelse med en uttesting av nytt materiell gjennomførte Forsvaret og FFI noen målinger der eksplosiver ble benyttet. Det ble gjennomført fire detonasjoner av samme størrelse og samme plassering, altså fire identiske detonasjoner. Som figur 4 viser ble testen gjennomført i nærheten av et oppdrettsanlegg og dermed måtte man skjerme dette anlegget fra trykkpulsene detonasjonene genererte.



Figur 4. Forsøkene med boblegardin ble gjennomført på Brimse i Boknafjorden. Målingene ble utført ved oppdrettsanlegget. Avstanden fra skuddposisjon til måleposisjon var ca. 6 km.

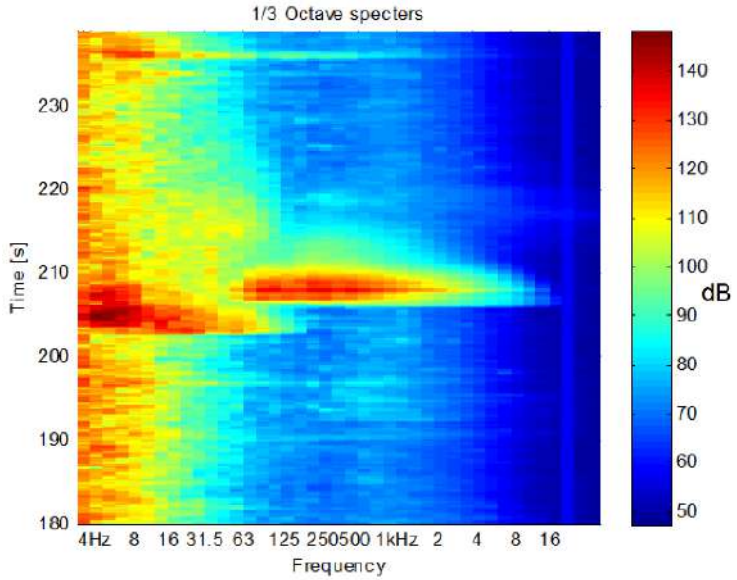
The location where the experiment was conducted. Four detonations where done at «Skuddpossisjon», the red arrow indicating the bubble curtain and «Lakseoppdrett» indicating the aquaculture facility where the measurement where done. The distance from the detonation to the hydrophone was approximately 6 km.

Figur 4 og 5 viser målinger utført av FFI, og Sjøforsvaret, i forbindelse med bruk av boblegardin til å skjerme et lakseanlegg under sprengninger i vannmassen. Fargeplottene viser frekvenskomponentene i signalet versus tid.



Figur 5. *Ufiltrert råsignal fra sprenging (skudd 1) uten bruk av boblegardin, spissnivå er 182dB (re 1µPa), målingene er gjort med hydrofon ved oppdrettsanlegg. Man ser at lydbølger som har gått gjennom grunnen, «seismic» med et maks nivå på 157 dB, ankommer før de deler av signalet som har gått gjennom vann.*

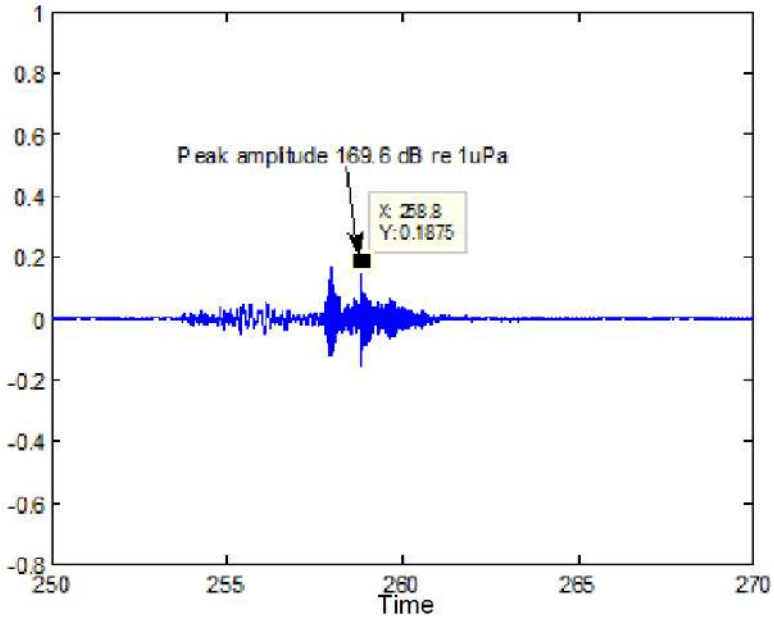
Unfiltered raw signal from detonation, "Skudd 1", no bubble curtain used, peak level 182dB (re 1µPa). Measurements done with hydrophone located at aquaculture facility. The first arriving signal form the detonation is the seismic part which has propagated through the sea floor at max level of 157dB, then the first water propagated wave front arrives.



Figur 6. *Fargeplott viser signalet, Skudd 1, sitt frekvensinnhold og frekvenskomponentene sin styrke versus tid. Det ble ikke observert noen direkte skade på laksen som følge av detonasjonen, men trykkbølgen førte til en panikkartet og vedvarende atferdsreaksjon som gjorde det nødvendig med tiltak i form av boblegardin før videre testing kunne fortsette.*

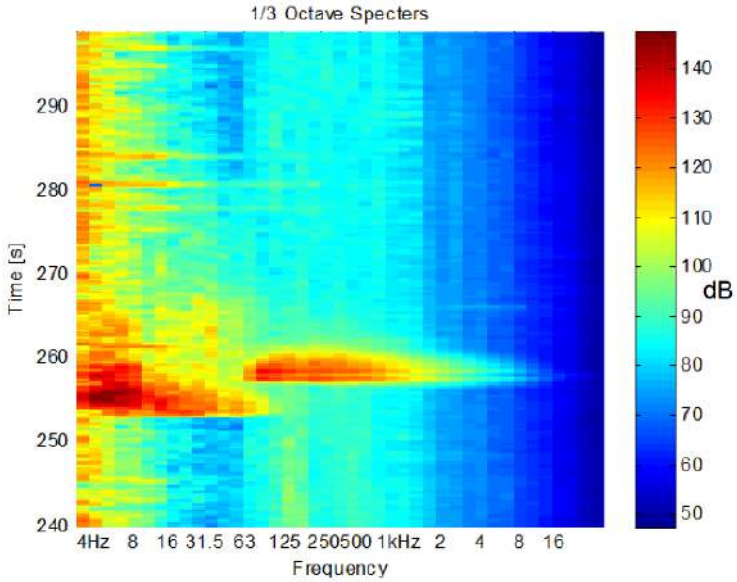
The color plot shows the frequency content (Skudd 1) and components in the signal versus time. In the aquaculture facility no direct injury to the salmon was observed, but the behavioral

response was characterized as strong and lasted for a long period of time. Because of the behavioral response it was necessary to establish bubble curtain to shield the facility before the test could continue.



Figur 7. *Ufiltrert råsignal fra sprenging (Skudd 2) med bruk av boblegardin, målingene er gjort med samme hydrofon plassering som måling vist i figur 5. Ladningsstørrelse er også den samme men maksimum spisstrykk er nå 169,6 dB (re 1µPa). Man gjenkjenner forøvrig den første delen av signalet fra figur 5, som ankommer gjennom grunnen, denne delen er ikke dempet av boblegardinen.*

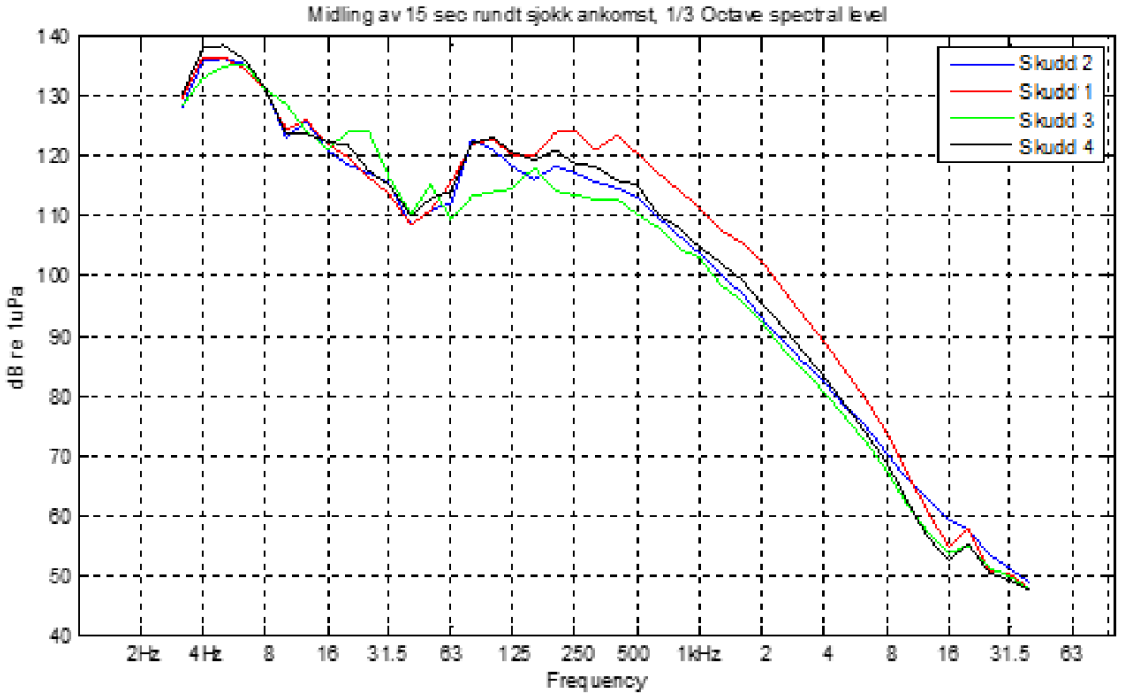
Unfiltered raw signal from detonation, "Skudd 2", with bubble curtain, peak level 169.6 dB (re 1µPa). Measurements done with the same hydrophone location as measurement shown in figure 5. It is possible recognize the first part of the signal from Figure 5, which arrives through the ground, this part is not attenuated by the bubble curtain.



Figur 7. *Fargeplott viser signalet (Skudd 2) sitt frekvensinnhold og frekvenskomponentene sin styrke versus tid. Laksen i anlegget hadde liten og kortvarig adferdsmessig respons på eksponeringen, så boblegardinen hadde en positiv effekt. I tillegg til sprengingene, vist i figur 5 og 7, ble det ytterligere gjennomført to sprengninger med boblegardin. Målingene fra disse viste spisstrykkverdier på henholdsvis 169,8dB (Skudd 3) og 175,9dB (skudd 4).*

The color plot shows the frequency content and components in the signal (Skudd 2) versus time. The behavior response of the fish was characterized as small and lasted only shortly. Thus, the bubble curtain had a positive effect. In addition to the detonation showed in figure 4 and 6, two more detonations where done with use of bubble curtain. Measured peak level for these two detonations where 169,8 dB ("Skudd 3") and 175,9 dB ("Skudd 4").

Boblegardinen har ingen innvirkning på den seismiske delen av lydsignalet som går gjennom grunnen og dermed har gått utenom gardinen. Ved bergsprenging har man bedre kobling mot bunn og denne delen av signalet vil da ventelig være forholdsvis mye større enn i målingene vist i dette eksempelet, siden sprengingene vist her ble gjort i frie vannmasser.
For å få et inntrykk av hva fisken kan oppfatte av sprengingene over ble frekvensinnholdet i lydpulsene fra detonasjonene videre analysert. Resultatet av analysen er presentert i figur 9. nedenfor.



Figur 9. *Frekvensplott i dB for de 4 ulike detonasjonene, merket Skudd 1 til 4, er vist i figuren. Man ser at Skudd 1 (rød) har et høyere lydnivå mellom 100 Hz og 8 kHz. Laksen vil høre frekvenser under ca. 500 Hz. De aller laveste frekvensene (infralyd) er dominert av den seismiske bølgen som går gjennom bunn, og derfor gir boblegardinet ingen dempning i dette båndet.*

Frequency content of the four different detonations labelled "Skudd" 1 to 4. Observe that "Skudd" 1 (red) has higher levels between 100 Hz and 8 kHz. The salmon would hear sounds below 500 Hz. The infrasound band is dominated by the seismic pulse which propagated through the sea floor, and therefore we don't see any attenuation in this band.

Analysen av frekvensinnholdet vist i figur 9. viser at bruk av boblegardin gir en reduksjon av lydnivå innen for det området fisken hører. I og med at man visuelt observerer en endring av adferd hos fisken med og uten boblegardin, kunne man kanskje forventet en større reduksjon i lydnivå. Man må kunne anta at det er selve det maksimale spisstrykket som utløser fisken sin fluktrespons, det derfor er viktig å begrense denne trykkpulsen. Husk også at dB-skalaen er logaritmisk og at en reduksjon på 10-12 dB innebærer en vesentlig reduksjon av trykket.

Resultatet av denne fullskala testen av boblegardin er i samsvar med skalerte tester av boblegardin (*Johannessen et al. 2018*)
Det er viktig å merke seg at måleutstyret man bruker må ha tilstrekkelig følsomhet til å kunne detektere spisstrykket i sin helhet. Dette forutsetter at signalet ikke blir klippet og at man har en samplingsrate som ligger over det som er nødvendig for frekvensspekter beregninger, slik som vist i figur 9. Man får selvfølgelig heller ikke riktig måleverdier på maks trykk om det målte signalet blir midlet eller integrert.
Man kan slå fast at bruk av boblegardin under denne testen ga en vesentlig reduksjon i maksimalt spisstrykk fra detonasjonene og at dette hadde betydning for den effekten detonasjonene hadde i laksemerdene.

KONKLUSJON

Det er viktig at det tas hensyn til marint liv allerede på planleggingsstadiet av anleggsarbeider, eller operasjoner som omfatter sprenging i sjø eller vann. Det ville vært ønskelig at dagens standarder for sprenging i fjell endres slik at dette klart uttrykkes. Miljødirektoratet *(2017)* har også påpekt at det er behov for mer systematiske risikovurderinger og avbøtende tiltak i forbindelse med sprengninger under anleggsvirksomhet i sjø.
Ved sprenging i forbindelse med anleggsvirksomhet i vann og sjø må bruk av boblegardin betraktes som det beste fysiske tiltak for å begrense skadevirkninger på marint liv. For å redusere mulige skadevirkninger som følge av selve sprengningen anbefales det at det benyttes boblegardin, dersom det er fare for negative effekter på havmiljø og de fysiske forholdene tillater det. Det finnes noe litteratur som viser effekten av boblegardin men dette er et område som det burde ha vært forsket mer på, herunder også hvordan man kan optimalisere boblegardin og dermed kanskje også redusere kostnadene med å etablere et slikt tiltak.
For å begrense det maksimale spisstrykket fra detonasjonen bør man dele salven opp i delladninger som settes av med forsinkelse i forhold til hverandre, såkalt sekvensiell sprenging eller avfyring. Sprengingsplanen bør på forhånd analyseres slik at tidsforsinkelsen mellom delledningene i salven er satt optimalt.
Ved sprenging i forbindelse med utfylling i vann anbefales det at laddingene plasseres i rør som er gravd inn i fyllingen, fremfor å plassere de åpent på fyllingsfot.
Om mulig bør man sette av salvene når sjø forholdene i seg selv gir god dempning av refleksjoner.
Man bør bruke tilstrekkelig fordemning i borehullene slik at energien i detonasjonen blir avsatt i fjellet og ikke direkte til vann.
Om mulig det brukes sprengstoff med lav detonasjonshastighet, gjerne i kombinasjon med redusert diameter på borehull.
For frie sprenginger i vannmassen er flytting av eksplosivet til et sted der batymetri skjermer sjokkpulsen fra å forplante seg til omgivelsen en god løsning.
Man må gjerne også bruke fenghetter for å skremme bort fisk og sjøpattedyr fra området umiddelbart før sprenging av salve, men avfyring må da gjøres utenfor boblegardinen.
Selv om ikke sprengningsarbeider i sjø har potensiale til å påvirke en bestand på nasjonalt nivå i Norge, bør man unngå å gjennomføre sprenginger nær gytefelt i tiden før, under og rett etter at gyting pågår for å unngå forstyrring av gyting samt mulig skade på egg og yngel. På samme måte bør man unngå områder med høy tetthet av sjøpattedyr, som selkolonier spesielt under kasting.
Når det gjelder sprenginger i nærheten av oppdrettsanlegg er det en fordel å planlegge sprengningsarbeidet slik at det gjennomføres på et tidspunkt der anlegget er tømt for fisk.

Det er sterkt ønskelig med mer forskning på både sivile og militære sprenginger i vann eller nær tilknytning til vann. Med dagens kunnskapsgrunnlag er det ikke mulig å sette klare grenseverdier for hva som er akseptabelt for marint liv.
For militære sprengningsarbeider, som ofte dreier seg om demoleringer med et akutt behov for problemløsning, vil det ofte ikke være mulig å tilpasse gjennomføringen av sprengingen til et mest mulig ideelt tidspunkt med tanke på skader på marint liv. Da kan ofte flytting av eksplosivobjektet til et mer skjermet sted være en god løsning. For sivile sprengningsarbeider i sjø, bør det derimot være mulig å planlegge anleggsvirksomheten slik at sprengningsarbeidene gjennomføres på et så optimalt tidspunkt som mulig i forhold til å unngå skader på marint liv.

REFERANSER

Amundsen, J. (1984) Emulsjonsslurry – erfaringer med borhulsdiameter 2 1/2" – 4" (Emulsjon slurry – experiences from drillholesdiameters 2 1/2" – 4), Fjellsprengingtekknikk, berg-mekanikk, geoteknikk, Norsk jord -og fjellteknisk forbund, p. 6.1- 6.18.

Aron, A. B., Slifko, J. P., Carter, A. (1948) Secondary Pressure Pulses Du to Gas Globe Oscillation in Underwater Explosions. I. Exprimental Data, The Jornal og the acustical society of America, vol. 20, nr. 3, p. 271-276.

Aune, M., Clorenne, D., Billand, P., Bois, C., Folegot, T., Christensen, G. N. (2018) Vurdering av støy i forbindelse med undervannseksplosjoner i Båtsfjord, april 2018, Akvaplan-niva, report no. 60306-01.

Croci, K., Arrigoni, M., Boyce, P., Gabillet, C., Grandjean, H., Jacques, N., Kerampran, S. (2014) Mitigation of underwater explosion effects by bubble curtains: experiments and modelling, In 23rd MABS (Military Aspects of Blast and Shock), Oxford, UK, 7–12 September.

Dalen, J. (2012) Utredning for Statens Vegvesen, region vest tilknyttet prosjektet «Tunnel Fv7, Haukanesberget, Granvin», Havforskningsinstituttet.

Eliassen, R. A., Iversen, M. (2004) Tolegrenser for fisk ved undersjøiske sprenginger, Kasusstudie fra Kystverkets utbedringsarbeid i Lovund Havn våren og sommeren 2004, Norlands Forskning, Norland Research Institute, NF-rapport nr.: 19/2004.

Engås, A., Olsen, S., Soldal, A. V. (1989) Undersøkelser av effekten på torsk i mær av refraksjonsseismiske sprenginger i Øygarden. Oppdragsrapport, Fangstseksjonen, Fiskeriteknologisk forskningsinstitutt, Institute of Fishery Technology research.

Fardal, R. (2005) Måling av lydtrykk fra undersjøiske mineeksplosjoner – Virkningerpå området for planlagt småbåthavn i Østhusvik, Measurements of sound pressuer level from undersea mine explosions, Forsvarets forskningsinstitutt, FFI/RAPPORT-05/03326.

Faulkner, S. G., Tonn, W. M., Welz, M., Schmitt, D. R. (2006) Effects of Explosives on Incubating Lake Trout Eggs in the Canadian Arctic, North American Journal of Fisheries Management, 26:4, p.833-842.

Faulkner, S. G., Welz, M., Tonn, W. M., Schmitt, D. R. (2008) Effects of Simulated Blasting on Mortality of Rainbow Trout Eggs, Transection of American Fishery Society, 137, p.1-12.

Fauske, A. (2007) Undervannssprenginger i nærheten av oppdrettsanlegg – begrensninger og krav til gjennomføring. Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund, Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen, p.15.1 – 15.23.

Domenico, S. N. (1982) Acoustic wave propagation in air-bubble curtains in water-Part I History and theory, Geophysics, VOL. 47, NO. 3, p.345-353.

Domenico, S. N. (1982) Acoustic wave propagation in air-bubble curtains in water-Part II: Field experiment, Geophysics, VOL. 47, NO. 3, 354-375.

Campana, E. F. , Amato, E., Bełdowski, J., Berglind, R., Boettcher, C., Angell-Hansen, K., Camerlenghi, A., Campostrini, P., Carniel, S., Grimsbø E., Harms, J., Kvadsheim, H. P., Leffler, P., Marcinko, C., Moretti, P. F., Rogers, R. J., Rossland, H. K., Sprovieri, M., Sternheim, J. (2016): Research and innovation to address munitions in the sea by JPI Oceans Joint Programming Initiative - Healthy and Productive Seas and Oceans), NATO Research Workshop on "Sea Dumped Munitions and Environmental Risk". Varna, Bulgaria. 11 to 13 Oct.

Cole, R. H. (1948) Underwater explosions, Princeton university press, Princeton, NJ.

Croci, K., Arrigoni, M., Boyce, P., Gabillet, C., Grandjean, H., Grandjean, H., Jacques, N., Kerampran, S. (2014) Mitigation of underwater explosion effects by bubble curtains: experiments and modelling. 23rd MABS (Military Aspects of Blast and Shock), Oxford, UK, 7-12 September, United Kingdom.

Gaspin, J. B., Price, R. S. (1972) The underpressure field from explosions in water as modified by cavitation, Navral ordonance laboratory, Wite Oak, Silver Spring, Maryland, NOLTR 72-103.

Gaspin, J. B. (1975) Experimental investigation og effects of underwater explosions on swimbladder fish, I: 1973 Chesapeake bay tests, Naval surface weapons center white oak laboratory silver spring, Maryland, NSWC/WOL/TR 75-58.

Gaspin, J. B., Wiley, M. L., Peters, G. B. (1976) Experimental investigation of effects of underwater explosions on swimbladder fish, II: 1975 Chesapeake Bay tests, Naval surface weapons center white oak laboratory silver spring, Maryland, NSWC/WOL/TR 76-61.

Gaspin, J. B., Goertner, J. A., Blatstein, I. M. (1979) The determination of acoustic source levels for shallow underwater explosions, The Journal of the Acoustical Society of America 66, 1453.

Goertner, J. F., Wiley, M. L., Young, G. A., McDonald, W. W. (1994) Effects of underwater explosions on fish without swimbladders, Weapons research and technology department, Naval surface warfare center, Maryland. NSWC TR 88-114.

Govoni, J. J., West, M. A., Settle, L. R., Lynch, R. T., Greene, M. D. (2008) Effects of Underwater Explosions on Larval Fish: Implications for a Costal Engineering Project, Journal of Costal Research, Florida, 24, 2B, p.228-233.

Grimsbø, E. (2016) Measuring methods for fish welfare during slaughter based on electrical impedance, EEG, ECG and blood parameters. Dissertation for the degree of Philosophiae Doctor (PhD). University of Bergen.

Hveding, Ø. P. (2018) Sprengningsarbeid i Hagavika og mulig effekt på fisk, Norconsult, Oppdr.nr. 5164410, Dok.01, Ver.J02.

Higgins, A., Loiseau, J., Mi, X. C. (1979) Detonation velocity/diameter relation in gelled explosive with inert inclusions, American Institute of Physics, AIP Conference Proceedings.

Iwama, G. K., Afonso, L. O. B. (2006) Stress in Fishes, Ed. Evans, D. H., Claiborne, J. B. The physiology of fishes, third edition, Taylor & Francis Group, FL. p.319-323.

Johnsen, G. H., Kålås, S., Kambestad, A. (1994) Vurdering av skader på fisk ved undervannssprenginger i Raudbergsbukta i Lærdal, Erfaringer fra sprengningsarbeidene høsten 1993 og våren 1994, Rådgivende Biologer AS, Rapport nr. 139.

Johannessen, T.C., Johnsen, A., Dullum, O., Bjerketveit, B. (2018). Trykkbølgedemping ved sprengning under vann - småskalatester av boblegardin og luftfylte materialer. FFI rapport 17/16837.

Karlsen, H. E. (1992). Infrasound Sensitivity in the Plaice (Pleuronectes platessa). J. Exp. Biol. 171, p.173-187.

Karlsen, H.E., Piddington, R.W., Enger, P.S. & Sand, O. (2004) Infrasound initiates directional fast-start escape responses in juvenile roach Rutilus rutilus. Journal of Experimental Biology 207, 4185-4191.

Keevin, T. M., Hempen, G. L. (1997) The environmental effects of underwater explosions with methods to mitigate impacts, U.S. Army Corps of Engineers, St. Louis District, Missouri.

Keevin, T. M., Hempen, G. L., Schaeffer, D. J. (1997) Use of a bubble curtain to reduce fish mortality during explosive demolition of locks and dam 26, Mississippi river, International Society of Explosives Engineers, Proceedings of the twenty-third annual conference on explosives and blasting technique. Feb. 2-5, Las Vegas, Nevada U.S.A.

Keevin, T. M. (1998) A Review of Natural Resource Agency Recommendation for Mitigating the Impacts of Underwater Blasting, Reviews in Fisheries Science, 6:4, p.281-313.

Kestin, S. C., Van de Vis, J. W., Robb, D. H. F. (2002). Protocol for assessing brain function in fish and the effectiveness of methods used to stun and kill them. The Veterinary Record., 150, p.302-307.

Ketten, D.R. (1995). Estimates of blast injury and acoustic trauma zones for marine mammals from underwater explosions. In: Sensory Systems of Aquatic Mammals, Kastelein R, J.A. Thomas & P.E. Nachtigall (eds). De Spil Publishers, The Netherlands. ISBN 90-72743-05-9

Kiran, J. H. (2016) Undervannsdetonasjoner, Forsvarets forskningsinstitutt, FFI-rapport, 16/01500.

Kjellsby, E., (1993) Akustisk eksponering av fisk ved undervannssprenginger, Forsvarets forskningsinstitutt, FFI/rapport-93/2004.

Kjellsby, E., Kvalsvik, K. (1997) Begrensning av skade på marin fauna ved undervannssprenginger, Forsvarets Forskningsinstitutt, FFI/rapport-97/04847.

Kolden, K. D., Aimone-Martin, C. (2013) Blasting effects on salmonids, ADF&G Division of Habitat, Southeast Region, Alaska.

Koschinski, S. (2011) Underwater Noise Pollution From Munitions Clearance and Disposal, Possible Effects on Marina Vertebates, and Its Mitigation, Marine Technology Society Journal, vol. 45, nr. 6, p. 80-88.

Kvadsheim, P. H., Sivle, L. D., Hansen, R. R., Karlsen, H. E. (2017) Effekter av menneskeskapt støy på havmiljø, rapport til Miljødirektoratet om kunnskapsstatus, Forsvarets forskningsinstitutt, FFI-RAPPORT 17/00075.
http://www.miljodirektoratet.no/Documents/publikasjoner/M690/M690.pdf

Larsen, T., Kjellsby, E., Olsen, S. (1993) Effekter av undervannssprengninger på fisk, Rapport fra senter for marine resurser nr.11, Havforskningsinstituttet.

Laugesen, J. (2006) Intern prosj. Pilotprosjekt i Trondheim havn, Boblegardin mot spredning av muddermasser, Ref. 625 0512, DNV Consulting, Rapport nr. 2006-025.

Meyer, M., Köhlner, J., Homburg, A. (2002) Explosives, Fifth Edition, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co, KGaA.

Miljødirektoratet (2017) Undervannsstøy vurdering av behov for nasjonale og internasjonale tiltak, Notat, Miljødirektoratet,
http://www.miljodirektoratet.no/Documents/Nyhetsdokumenter/undervannsstoy-%20tiltak011017.pdf

NOAA/NMFS (2016). Technical Guidance for Assessing the Effects of Anthropogenic Sound on Marine Mammal Hearing: Underwater Acoustic Thresholds for Onset of Permanent and Temporary Threshold Shifts. U.S. Dept. of Commerce., National Oceanic and Atmospheric Administration - National Marine Fisheries Service, NOAA Technical Memorandum NMFSOPR-55, p.178.

Norsk Standard (2012) Standarder for vibrasjoner og støt, NS 8141-serien.

Petel, O. E., Mack, D., Higgins, A. J., Turcotte, R., Chan, S. K. (2007) Minimum propagation diameter and thickness of high explosives.

Popper, A. N., Hawkins, A. D., Fay, R. R., Mann, D. A., Bartol, S., Carlson, T. J., Coombs, S., Ellison, W. T., Gentry, R. L., Halvorsen, M. B., Løkkeborg, S., Rogers, P. H., Southall, B. L., Zeddies, D. G., Tavolga, W. N. (2014) Sound Exposure Guidelines for Fishes and Sea Turtles: A Technical Report prepared by ANSI-Accredited Standards Committee S3/SC1 and registered with ANSI, Springer, New York, ASA S3/SC1. 4 TR-2014.

Samuelsen, E. (1966) Boblegardin fremstilt ved hjelp av kruttgassgenerator. Foredrag fra konferanse i Fjellsprengningsteknikk, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Oslo.

Sand, O., Karlsen, H. E. (1986). Detection of infrasound by the Atlantic cod. J. Exp. Biol. 125, p.197-204.

Schmidtke, E. (2010) Schockwellendämpfung mit einem Luftblasenschleier zum Schutz der Meeressäuger. WTD 71, Forschungsbereich für Wasserschall und Geophysik, Berliner Straße 115, 24340 Eckernförde, Deutschland.

Sharp, J. A., Johnson, H. N., Pevey, K. C., McAnally, W. H. (2010) Sediment Management Alternatives for the Port of Bienville, Civil and Environmental Engineering Department, James Worth Bagley College of Engineering, Mississippi State University.

Simenstad, C. A., (1973) Biological effects of underground nuclear testing on marine organisms. I. Review of documented shock effects, discussion of mechanisms of damage, and prediction of amchitka test effects.

Simmonds, J., MacLennan, D. (2005) Fisheries Acoustics Theory and Practice, 2nd edition, Blackwell Science Ltd. Oxford, UK.

Sivle, L. D., Forland, T, N., Hansen, R. R., Andersson, M., Grimsbø, E., Linne, M., Karlsen, H. E. (2017) Behavioural effects of seismic dose escalation exposure on captive macrel (Scomber scombus), Havforskningsinstituttet, Rapport fra havforskningen, 34.2017.

Soldal, A. V. (1990) Minesprengning ved Helligvær, effekten på laks i merd, Oppdragsrapport, Fangstseksjonen, Fiskeriteknisk forskningsinstitutt, Institute of Fishery Technology research.

Svendsen, P (2012). Reglement for eksplosivrydding under vann - Fastsettes til bruk i Sjøforsvaret. KNM Tordenskjold 2012

Teleki, G. C., Chamberlain, A. J. (1978) Acute Effects of Underwater Construction Blasting on Fishes in Long Point Bay, Lake Erie, Journal of the Fisheries Research Board of Canada, 35(9), p.1191-1198.

Toresen, R., Søvik, G. (2012) Anmodning om faglig innspill i Engsbøsaken, Havforskningsinstituttet, Ref. 2009/1183, arkiv.nr. 008, løpenr. 1444/2012.

Trettenes, V. (2006) Effekter av undervannssprenginger på torsk Gadus Morhua. Observasjoner fra sprengingene ved Nedre Stedje i Sogndal kommune 2005. Litteraturstudium over tidligere arbeid, Høgskulen i Sogn og Fjordane, N-Nr. 6/2006.

von Benda-Beckmann, A. M., Aarts, G., Sertlek, H. O., Lucke, K., Verboom, W. C., Kastelein, R. A., Ketten, D. R., van Bemmelen, R., Lam, F.-P. A., Kirkwood, R. J., Ainslie, M. A. (2015)Assessing the Impact of Underwater Clearance of Unexploded Ordnance on Harbour Porpoises (Phocoena phocoena) in the Southern North Sea, Aquatic Mammals, 41, p.503-523

Wright, D. G., Hopky, G. E. (1998) Guidelines for the Use of Explosives In or Near Canadian Fisheries Waters, Canadian Technical Report of Fisheries and Aquatic Sciences 2107.

Yelverton, J. T., Richmond, D. R., Fletcher, E. R., Jones, R. K. (1973) Safe distances from underwater explosions for mammals and birds, Lovelace Foundation for Medical Education and Research, Albuquerque NM 87108, AD-766 952.

Yelverton, J. T., Richmond, D. R., Hicks, W., Saunders, K., Fletcher, E. R. (1975) The relationship between fish size and their response to underwater blast, Lovelace Foundation for Medical Education and Research, Albuquerque NM 87108, DNA 3677T.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

E18 Kjørholt og Bamble
- en total tunnel makeover

E18 Kjørholt og Bamble
- a total tunnel makeover

Ruth G. Haug, Nye Veier AS

SAMMENDRAG

Prosjektet E18 Kjørholt -Bamble tunneler (E18 KBT) er et spesielt prosjekt ut i fra rammebetingelser. Høsten 2016 ble prosjektet overført fra Statens Vegvesen til Nye Veier for rehabilitering og bygging av nye tunnelløp. Eksisterende tunneler ble åpnet i 1996. Prosjektet er levert tilbake til SVV som skal drifte det inntil strekningen igjen skal inngå i Nye Veier sin drift av E18 Landgangen-Dørdal. Plan og byggetid har vært svært kort og produksjon har vært omfattende. Av hensyn til trafikanter, har det vært en sterk føring med kortest mulig stengetid på E18. Omkjøringsvei var blant annet Breviksbrua som en flaskehals. Prosjektet er et tunneloppgraderingsprosjekt inkl ny sikring, i tillegg sprengning og sikring av nye tunnelløp. Kjørholt tunnelen er 2,2 km, Bamble tunnelen er 670 m. Disse er forbundet med Grenlandsbrua som er fredet. Gode løsninger for massetransport og deponi, samarbeid med naboeiendommer, Statens vegvesen og egen entreprenør, har muliggjort å gjennomføre dette prosjektet på så kort tid. Kontrakten er en enhetspriskontrakt etter NS8405, kontrahert etter 60 % pris og 40 % andre kriterier. Kontraktssum er 609 mill NOK. Gjennomføringen er i stor grad preget av samhandlingsprinsipper. E18 ble stengt 20.april 2017 og gjenåpnet 31.8.18. Entreprenør er Hæhre Anlegg, Cowi har vært rådgiver. To forberedende arbeider ble igangsatt våren 2017.

SUMMARY

The project E18 Kjørholt - Bamble tunnels, is special, related to its framework conditions. It was changed from a refurnishing project by the Public Road Administration to a combined refurnishing and construction project executed by Nye Veier during fall 2016. Existing tunnels where opened in 1996. Planning and execution are recognized by very tight timeschedule, due to as short as possible closed main road E18. Bypas route has been crossing the Brevik brigde, which has caused traffic jam, especially during peak seasons and weekends. Kjørholt tunnel is 2,2km, Bamble tunnel is 670 m, they are connected by the Grenland brige which is listed as s special structure with strict regulations. Smart solutions for mass transport, crushing and deposit was important in order to work effectively and safe. In order to avoid timedelays, good cooperation with all involved parties was of major importance. Porsgrunn and Bamble community, neighbours, Norcem, contractor, Public Road Administration to mention some, in addition to the internal organization. The contract is a unit price contract of 609 mill NOK based on NS 8405, procured with 60 % price and 40 % other criterias. The E18 was closed 20.april 2017 and reopend 31.8.2018. Contractor is Hæhre , Cowi is the consultant. Two preparatory contracts was set out in the spring of 2017.

Fig 1 Oversikt over eksisterende og ny Grenlandsbru med Kjørholt og Bamle tunneler.

BAKGRUNN

Prosjektet E18 Kjørholt Bamble tunneler(E18 KBT)tilhørte opprinnelig TOG prosjektet, tunneloppgraderingsprosjektet hos Statens Vegvesen hvor 9 tunneler på E18 skulle oppgraderes fra 2014. Våren 2016 ble det vurdert at dette prosjektet som lå midt i mellom to av Nye Veier sin portefølje på E18 Landgangen-Dørdal, skulle overføres til Nye Veier for gjennomføring. Høsten 2016 vurderte NV om det samtidig skulle sprenges ut og bergsikres for nye parallelle løp. Prosjektet gikk fra å være et rehabiliteringsprosjekt til å bli et utbyggingsprosjekt med 360 000 m3 som skulle tas ut under samme byggetid. Førende for prosjektet var kortest mulig stengetid av E18, under forutsetning av at gjeldene prosjektmål som HMS/SHA, miljø, kvalitet mm skulle overholdes. Først i slutten av januar 2017 godkjente Samferdselsdepartementet av NV skulle ha byggherreansvaret.

Tunnelene ble stengt av Vegdirektoratet april 2017 ettersom sikringsnivået i tunnelene ikke tilfredsstilte dagens krav, og det var blitt stilt spørsmålstegn ved bergsikkerheten i tunnelene. På grunn av det antatt dårlige sikringsnivået i tunnelene, ble det bestemt at det skulle utføres ny stabilitetssikring i de eksisterende tunnelene. Det ble besluttet å utføre dette arbeidet samtidig med utbedring av elektro og SRO samt utsprenging av nye tekniske rom, tverrforbindelser og havarinisjer i eksisterende tunnel.

Det ble samtidig bestemt at de planlagte nye Bamble og Kjørholt tunneler skulle drives parallelt med de eksisterende tunnelene mens disse var under rehabilitering for å sikres kortest mulig stengetid på E18.

TEKNISKE ASPEKTER

E18 KBT har vært preget av stram framdriftsplan i alle ledd. I korte trekk ble det utarbeidet anbudsgrunnlag, etablert en prosjektorganisasjon på 20 personer, satt i gang to forberedende arbeider, kontrahert hovedentreprise og gjennomført et krevende prosjekt mhp logistikk, omfattende produksjon og strenge krav. Alt siden 1.1.2017.

Vinter 2017 ble det vurdert kontraktsform, og eksisterende plangrunnlag ble omarbeidet fra å være et rehabiliteringsprosjekt til også å omfatte bygging. Deponi og transport løsninger for å minimalisere transport på et allerede sprengt veinett, ble viktig. Med nedlagte Dalen brudd

hos Norcem som et mulig mellomlager, fikk Nye Veier et godt samarbeid med Norcem. Det ble tilrettelagt for massetransport, mellomlager og knusing uten å forstyrre nabolaget. Dessuten ble det svært kortreist og en miljømessig god løsning for å imøtekomme NV sine klimamål. Det ble også funnet en god løsning med ikke brukbare masser som ble lagt i «Raset», et gruverasområdet fra 1976 som etter hvert kan tilbakeføres som turområdet for nabolaget.

Dette arbeidet krevde også stort fokus på spesielle naturforhold. Det ble tidlig i prosjektet behov for ekstra ressurs på ytre miljø for å kunne ha et tett samarbeid med kommunene Porsgrunn og Bamble.

For å komme raskt i gang, ble det igangsatt 2 forberedende arbeider, Marthinsen og Duvholt opparbeidet anleggsområdet på Kjørholt nord, Laugstol rev alt av eksisterende elektro i tunnelene.

Da tunnelene var stengt, ble all eksisterende vann- og frostsikring revet, tunnelene ble kartlagt og supplerende sikring etter håndbok N500 ble installert. Eksisterende stabilitetssikring i tunnelene bestod av spredt bolting og noe sprøytebetong fra da tunnelene ble drevet 1992-1994. Tunnelene var i bedre forfatning enn antatt.

Fig.2 Montering og riving av PE skum

Supplerende sikring av de eksisterende tunnelene ble utført i perioden september 2017 til januar 2018. Vann- og frostsikring ble retablert med 80% gjenbruk av eksisterende veggelementer, produsert ca. 1994. Hvelvet er bygget opp med PE-skum og sprøytebetong.

Det ble satt krav til elektroniske tennere i kontrakten. Etter ca 2/3 utført strekning, gikk NV med på å fortsette sprengningsarbeidet med nonel. Dette begrunnet i sikkerhet. Geologien i

Kjørholt tunnelen er Hornfelts med mye skarpe kanter. Ledninger ble ofte skadet og tid og usikkerhet rundt avfyring av salven ble avgjørende for å gå over til nonel.

Fig. 3 Bamble ura med eksisterende og nytt tunnel løp

Driving av tunnel gjennom Bamble ura, var regnet som den største tekniske usikkerheten. Bamble ura ligger i foten av en vertikal bergvegg ved Høgenhei. Det ble i tidlig fase vurdert driving av tunnel gjennom ura og ut eller utgraving av ura. Det siste ble valgt. 130 000 m3 løsmasser ble gravet vekk, etter at bergveggen var sikret. Blokkene i bunn av ura består av enorme blokker på 10m3. Ura igjen ligger på dårlige geotekniske forhold og portal og tilbakefylling har dermed også vært et omfattende arbeid.

Fig.4 Ferdig renovert tunnelløp

Elektroinstallasjon omfatter blant annet 5 tekniske bygg, 38 ventilatorer, AID kamerasystem, 80 km kabler, 1000 lyspunkter og 28 nødstasjoner som ble installert mellom mars 2018 og august 2018. NV hadde egne elektro ressurser i prosjektet som fikk anledning til å planlegge

arbeidet fra høsten 2018. Fabrikktesting, tett dialog med entreprenøren og en grundig dialog med Statens vegvesen og VTS er noen av årsakene til at E18 KBT kunne åpne som planlagt. Dette etter en svært stram og krevende installasjonsfase hvor de involverte parter, byggherre, entreprenør, underentreprenør, Vegtrafikksentralen og Statens vegvesen fikk til et svært godt samarbeid.

NØKLER TIL VELLYKKET GJENNOMFØRING

ORGANISASJON

Det ble på kort tid satt sammen et svært erfarent prosjekt team. Senior personell på driving og anleggsgjennomføring i team med nyutdannede, en sammensatt erfaringsbakgrunn med prosjektstyring, veikompetanse, prosjekteringskompetanse, elektro og egne ressurser på SHA og ytre miljø er vesentlige elementer. Variert bakgrunn og erfaringer fra andre bransjer, samt høyt fokus på teamutvikling og gjennomføring, har bidratt til at teamet leverte som forutsatt. Teamet var satt sammen av ansatte, innleide og prosjektansatte. For å få full effekt av alle bidrag, ble teamet behandlet som ett team uavhengig av ansettelsesforhold.

HMS

NV setter svært strenge krav til HMS/SHA og fagområdet ble ivaretatt med en person hos Nye Veier. Hos entreprenøren er HMS en del av nøkkelrollene. Det var tett og daglig oppfølging ute i felt/på anlegg. Hendelser ble analysert og gransket (H1-hendelser) og læringsark be etablert. Rotårsaksanalyse benyttes. H1 og H2 =0 er et krav hos NV. Dette ble dessverre ikke oppnådd.

Miljø

Ytre miljø fikk høyt fokus i KBT-prosjektet. Både i Porsgrunn kommune og i Bamble kommune kommer tunnelpåhuggene i konflikt med naturområder definert som svært bevaringsverdig. Dette har medført krevende prosesser der regulert område har vært for snaut eller anleggsarbeidene har kommet utenfor regulertområde. Også nødvendige anleggsveier for bruk av deponi og Dalen brudd har medført omfattende prosesser med hensyn til naturtyper og ferdsel.

Ny tunnel ble etablert samtidig som eksisterende tunnel ble rehabilitert. I eksisterende tunnel var det en forbindelse til Dalen brudd hos Norcem, Raset og Leirduebanen. Disse ligger på inngjerdet privat område. Dette muliggjorde "kortreist" transport av masser, og man unngikk transport over tildels lange avstander på offentlig vei. Transport på offentlig vei ble unngått (ca 50.000 transporter med tunge kjøretøy), utslipp til luft ble redusert da transportavstander ble redusert til et minimum. Dette hadde også fordeler med redusert støv-utslipp, støy og det var gunstig SHA-messig.

I bruddet ble masser deponert, knust og mellomlagret. Hornfels av god kvalitet er gjenbrukt i anlegget og en del masser mellomlagres til neste prosjektperiode. Raset er et område der gruveganger kollapset i 1976, og området ser ut som et krater – som kan romme ca 260 000m3 masser. Etter avtale med Norcem kan Raset fylles med rene masser, og på sikt vil Raset kunne fylles helt, topplag legges på og revegetering kan skje. Dette vil gi et areal på ca 20 000 m2 med «gjenvunnet» habitat. Rene bunnrenskmasser legges i Raset, og en del rene bunnrenskmasser med kalkinnhold kan «kondisjoneres» til å bli benyttet som topplag ved

revegetering av furu- og kalklinneskog (naturverdiområder). Omfattende prøvetaking har vært nødvendig for å kunne definere rene masser.

Det har vært tett og god dialog med myndigheter, kommuner gjennom hele prosjektet. Nødvendige dispensasjoner er omsøkt og innvilget. Det har pr oktober vært 45 vilkår tilknyttet dispensasjonene, og alle disse er lukket/blir lukket (3 vilkår er ført videre til E18 Langangen-Rugtvedt).

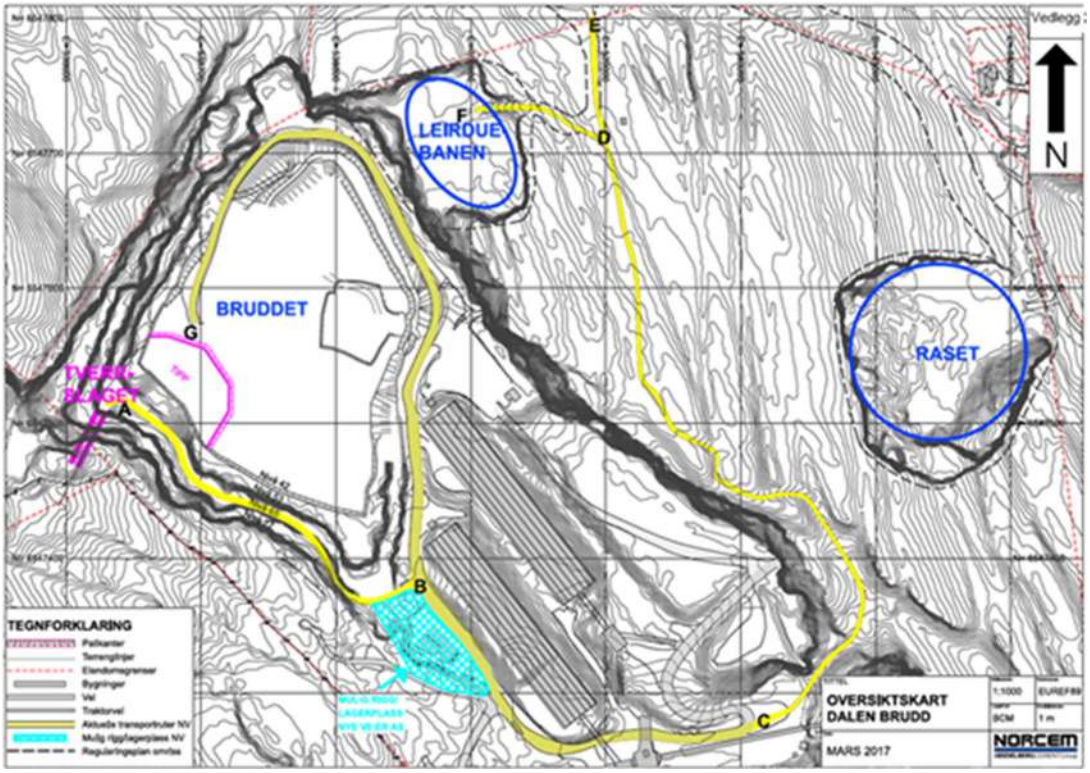


Fig 5 Oversikt over områder for mellomlagring og knusing, tunneltverrslag til venstre

Samarbeidet med entreprenør har vært godt, og en YM-plan ble etablert for prosjektet. Denne inneholdt 134 sjekkpunkter for ytre miljø der alle var lukket pr oktober 2018. Dette omfattet også utslippstillatelser og vilkår i disse. Det har ikke vært brudd på utslippstillatelser. Utslipp til vann skjedde via renseanlegg til Frierfjorden som er en stor resipient. Det var ikke behov for pH-kontroll med utslippsvann da dette ble bufret naturlig i sjøvann (Frierfjorden). Fleksible slanger ble lagt i dagen, og kunne fjernes etter endt prosjekt. Dette medførte ingen inngrep i naturområder.

Oppsummert kan forhold vedrørende ytre miljø oppsummeres slik:

Utslipp til sjø	Utslippsgrenser	✓
Utslipp til luft	Mengder	✓
Avfall – sortering av avfall	sorteringsgrad på mer enn 80 %	✓
Myndighetsrelasjoner	Gode relasjoner til myndigheter	✓
Tillatelser og dispensasjon	Sørge for nødvendige tillatelser og dispensasjoner	✓

Håndtering av masser	Transport og lagring av masser. Overholde renhetskrav	✓
Miljøregnskap	Etablere og følge opp utslippsdata	✓
Miljøoppfølging	Følge opp bekker og naturverdiområder	✓
Minimere inngrep i naturtype områder og verneområder	Inngrep skal økologisk kompenseres	✓
Studier og rapporter	Sørge for tilstrekkelig dokumentasjon på ytre miljø forhold	✓
Tiltak for å redusere forurensninger	Ha nødvendige tiltak for å kunne følge opp ytre miljø i prosjektet	✓
Dokumentasjon og åpenhet	Kommunisere ytre miljø forhold på en god og effektiv måte	✓
Godt samarbeid og samhandling med entreprenører	Samarbeide og samhandle mot felles mål	✓

Fig.6 Oppsummering miljøaspekter

Kortreiste masser

En tett og god dialog med Norcem basert på et felles avtalegrunnlag, har muliggjort en effektiv anleggsgjennomføring som igjen både ivaretar hensyn til omgivelsene, miljøkrav og sikkerhet på en svært god måte. Et allerede sprengt veinett er spart for 50 000 billass stein, naboer er spart for støyende knusing og trafikk og kortreist lagring og bruk av stein har spart miljøet og effektivisert anleggsdriften. Også revet PE skum ble fraktet til Norcem sine ovner som tilskudd til brensel, en kortreist ressurs. For å kunne arbeide i Norcem sitt område, ble en felles HMS plan utarbeidet, basert på de strengeste reglene hos begge parter. Det har ikke vært SHA hendelser i forbindelse med dette arbeidet. Misforstått regelverk fra NV sin side førte til en foretaksbot fra Porsgrunn kommune basert på opparbeidet anleggsvei innenfor Norcem sitt område og inngrep i naturverdier.

Samhandling

Med bakgrunn i stram framtidsplan, var det avgjørende å få til prosesser som fløt godt. Det var derfor viktig at både intern dialog og eksternt samarbeid fungerte godt. Samarbeidet med Statens vegvesen har vært viktig mhp både omkjøringsvegnettet, trafikk flyt og ikke minst sikkerhetsgodkjenning, tunnelåpning og videre drift. Dette samarbeidet ble løst i hovedsak med tette møteserier, god dialog og tidlig involvering; arbeidet startet allerede september 2017 med regelmessig møter hvor også VTS var involvert. Fra og med juni var det ukentlig møter med SVV med blant annet fokus på sikkerhetsgodkjenning av tunnelene. Dette bidro til at alle parter hadde en felles forståelse og forventninger om hva som skulle levers.

Samarbeidet med entreprenør baserte seg på SVV sin håndbok V860 og ble planlagt i tidlig fase. Entreprenør ble involvert straks denne var kontrahert. Det ble kjørt en samhandlingsfase i august 2018 før anleggsomstart med til sammen 7 større møter i kontraktsperioden definert som samhandlingsmøter. Det ble lagt stor vekt på utarbeidelse av en samhandlingsplakat som aktivt er brukt gjennom hele prosjektet. Det ble laget en egen konflikt trapp og et « eldreråd» som organ for eventuelle saker som ikke ble løst i linja. Så langt har dette rådet hatt gode dager. Det har vært viktig å løse saker på lavest mulig nivå i prosjektet, noe som fungerte godt med erfarne kontrollingeniører og ingeniørgeolog i felt som fulgte entreprenørens arbeidstidsordning.

Fig 7 God samhandling på alle nivå

Internt samarbeid ble løst gjennom teamutvikling med regelmessige møter basert kjennskap, innsikt og forståelse for teamets samlede kunnskap, erfaring og kompetanse og individenes styrke i dette. Samt et tydelig felles mål; tidligst mulig åpning av E18 under gjeldene rammer. Møtene ble fasilitert av Prosesskraft AS og foregikk i stor grad på prosjektkontoret med noen innslag av felles opplevelser relatert til kunnskap om nærområdet. Og krydret med en god del pizza. Det har vært en god investering. Prosjektet er levert i hht plan og prosjektet er i en nedbemanningsfase. Det er ikke sporet interne konflikter og det er høye score i medarbeiderundersøkelsen. Erfaringsmessig kan det siest at delte ressurser som skal bidra i flere prosjekter er en utfordring i et prosjekt med så høy produksjon.

Fig.8 Montering av armeringsnett i Kjørholt

Grunnet forsinkelser med vann- og frostsikring, var det svært kort byggetid igjen for elektroarbeidene som førte til stor usikkerhet om tunnelene kunne bli ferdig i tide.
Det ble i mai tatt noen grep for å sikre leveransen, hvor det blant annet ble innført en restarbeidsliste som daglig ble fulgt opp, det ble også innført ukentlig statusmøte med fokus på fremdrift og dokumentasjon.
Det var også tett oppfølging av kontraktsarbeider ute i felt som avdekket feil og mangler tidlig i installasjonen. NV som byggherre fulgte tett opp alle arbeider med egentest hos entreprenøren. Med svært godt samarbeid og involvering av SVV og VTS, ble det mulig å åpne i hht plan med svært effektive prosesser for SAT og UAT.

Fig.9 En anelse optimisme om at veiåpning i hht plan kan gå. Isbilen i aksjon i en varm sommer med høy arbeidsintensitet.

GEOLOGI

Geologisk ligger Kjørholt- og Bamble tunneler i Oslofeltets kambrosiluriske bergarter. Kambrosilurbergartene består av en lagdelt bergartspakke avsatt over en avsetningsperiode på om lag 50 millioner år. Lagpakken består av sedimentærebergarter og er tiltet 12-15 grader mot NØ på grunn av vulkansk aktivitet i Perm. Bergartene i Kjørholt og Bamble tunneler er kartlagt til Hornfels og veksler til svartskifer i midten av Bamble tunnelen.

I planleggingsfasen ble det gjennomført flere ingeniørgeologiske inspeksjoner av tunnelene. Bergarten i tunnelene fremstår som middels til veldig god gjennomgående i tunnelene. Det er kun mindre områder med dårlig berg, og disse påvirker stort sett kun stabiliteten lokalt i soner. Bergmassen fremstår tettere oppsprukket i nordre del av Kjørholt og søndre del av Bamble tunnel.

Det har vært god korrelasjon mellom soner observert i dagen og soner påtruffet i tunnelen. Omfanget av sonene er små på tunnelnivå i forhold til det inntrykket de gir i dagen. Det har ikke vært observert større vanninntrenging ved noen av svakhetssonene kun fukt og drypp.

Spesielle soner

Fra påhugget (profil 13665) og ca. 200 meter inn i Kjørholttunnelen er bergkvaliteten dårligere. Det er liten overdekning i dette området og en del vann på sprekker i forbindelse med nedbør. Det er 3 m overdekning ved oppstarten av tunnelen, og dette stiger svakt. Bergamassen er oppknust og en del omvandling og leirsprekker. Her ble det sikret med armerte sprøytebetongbuer. I dette området var det også eksisterende boliger å ta hensyn til. Andre områder med restriksjoner på rystelser var ved driving ut på Kjørholt sør hvor det i neste prosjektfase skal plasseres nye bruforankringskamre.

Fig.10 Hornfels i Kjørholt tunnelen

AVSLUTNING

Det er ikke å anbefale å legge opp til så stram plan og byggetid som E18 KBT har jobbet under. Når det er sagt, er det likevel muliggjort gjennom stor innsats, erfarne medarbeider og god samhandling på alle nivå. Det diskuteres mye rundt det høye konfliktnivået i bransjen. Byggherre og entreprenør la tidlig «hode på blokka» og uttalte at «null uoppgjorte tvister» var et felles mål. Dette har preget samarbeidet på alle nivå. En liten, men effektiv erfaring i dette ligger «snakke-før skrive». Har du et budskap som kan være av en vanskelig karakter, skal du snakke om det med mottager før det skrives, for å redusere konfliktnivået. I skrivende stund er prosjektet ikke ferdig, men prosessen « Veien til null uoppgjorte tvister» går for fullt. Vi har tro på at vi sammen skal lykkes.

Fig. 11 Felles samhandlingsplakat, og en entreprenør som har gitt jernet for å nå felles mål.

KILDER

Ingeniørgeologisk sluttrapport for eksisterende E18 Kjørholt og Bamble tunneler

Takk til Hans Jacob Beck, Anne Line Færstad, Vegard Isaksen for bidrag til artikkelen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

UVANLIG TUNNELPÅHUGG MED SUKSESS – UNUSUAL TUNNELBREAKTHROUGH WITH SUCCESS

Forfatter: Ingrid M. Olaisen Hagen, Ingeniørgeolog, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

Rehabiliteringsprosjektet Kjørholt - Bamble tunneler (KBT) har også inkludert utsprenging av nye Kjørholt og Bamble tunneler parallelt med eksisterende. Prosjektet er ett av NyeVeiers prosjekter.
Bamble tunnel er etablert vest for eksisterende tunnel og har påhuggsplassering i bunnen av en naturlig, nærmest vertikal, bergvegg med høyde på ca. 120 m.
Skråningen er rasfarlig, og det var tegn på at det jevnlig kom steinsprang i terrenget vest for eksisterende tunnel. Påhugget er etablert i bergarten svartskifer, som har lav styrke, som forvitrer lett og som kan være deponeringspliktig på grunn av innhold av uran og tungmetaller.

Påhugget ble etablert ved at tunnelen hadde gjennomslag innenfra, og all urmasse ble gravd av utenfra før gjennomslag. Det ble gjort mye sikringsarbeid i skjæringen over påhugget som oppsett av fanggjerder, sprøytebetong og systematisk bolting med lange bolter opp mot 9 meter.

SUMMARY

The rehabilitation project Kjørholt - Bamble tunnels (KBT) has also involved excavation of new Kjørholt and Bamble tunnels, parallel with the existing.
The new Bamble tunnel has been established west of the existing tunnel and is located at the bottom of a natural almost vertical rock slope with a height of approx. 120 m.
The slope has potential for rockfalls, and there were signs in the terrain west of the existing tunnel of previous rockfall, both new and old. The tunnel is partly established in black shale. Shale with low strength, that is lightly weathered and may be classified as "hazardous waste" because of its chemical structure containing heavy metals and uranium.

The tunnel was established by drill and blast from within, and all the mass was excavated from the outside. A lot of safety measures were performed during the excavation of the tunnel, like rock fences, shotcrete and systematic bolting with long bolts.

INNLEDNING

Ved rehabiliteringen av Bamble og Kjørholt tunnel på E18 ble det bestemt at det også skulle drives nye tunneler parallelt med de eksisterende. Nye Veier har vært byggherre på prosjektet.
Ved driving av den eksisterende tunnelen ble den eksisterende ura i bunnen av Høgenhei gravd vekk og ny tunnel ble etablert i et smalt utgravd løp i ura.
Da ny tunnel ble planlagt, ble det av samfunnsmessige årsaker bestemt at tunnelløpet skulle legges vest for eksisterende løp. Det ble diskutert om det var mulig å drive tunnelen ut gjennom ura, men dette ble skrinlagt på grunn av for liten tid til detaljering og manglende undersøkelser av ura.

Brattkanten på sørsiden av Høgenhei har en høyde på ca 150 moh, og veglinja ligger på ca kote 30. Det er derfor en 120 m høy tilnærmet vertikal skråning over påhuggsflaten. I bunnen av denne skråningen lå det en grovblokket ur, med mektighet på omkring 40-50 meter over ferdig vei. Det ble bestemt at ura skulle graves ut, og at tunnelen skulle ha gjennomslag innenfra. Se bilde i figur 1 som viser området før oppstart av anleggsområde for ny tunnel.

Figur 1: Oversiktsbilde av området der ny tunnel skulle etableres. Ny tunnel er etablert til venstre for den eksisterende.

Tunnelen drives i bergartene hornfels og svartskifer, og påhugget var forventet etablert i svartskifer. Det var usikkerhet med tanke på om påhugget ville etableres i alunskifer, eller i

svartskifer med en noe mer bestandig karakter. Det var utfordringer ved etablering av påhugget på grunn av ustabilt berg i den «loddrette» skråningen over påhugget som måtte sikres for arbeidsfasen. I tillegg var det utfordrende å etablere påhugget i svartskifer av uviss karakter og fjerning av ur med store blokker som måtte sprenges ut. Det ble gjort rasvurderinger med bakgrunn i taubefaringer i fjellsiden samt modellering før oppstart av gravearbeidene, og det ble montert fanggjerder. I tillegg ble det montert noen bergbolter i større blokker oppe i bergveggen fra tau.
Ved fjerning av ura måtte det meste av blokkene sprenges ut, og dette ble gjort i etapper. Stabilitetssikring i både løsmasser og i berg ble utført etappevis nedover i skrenten/skråningen.

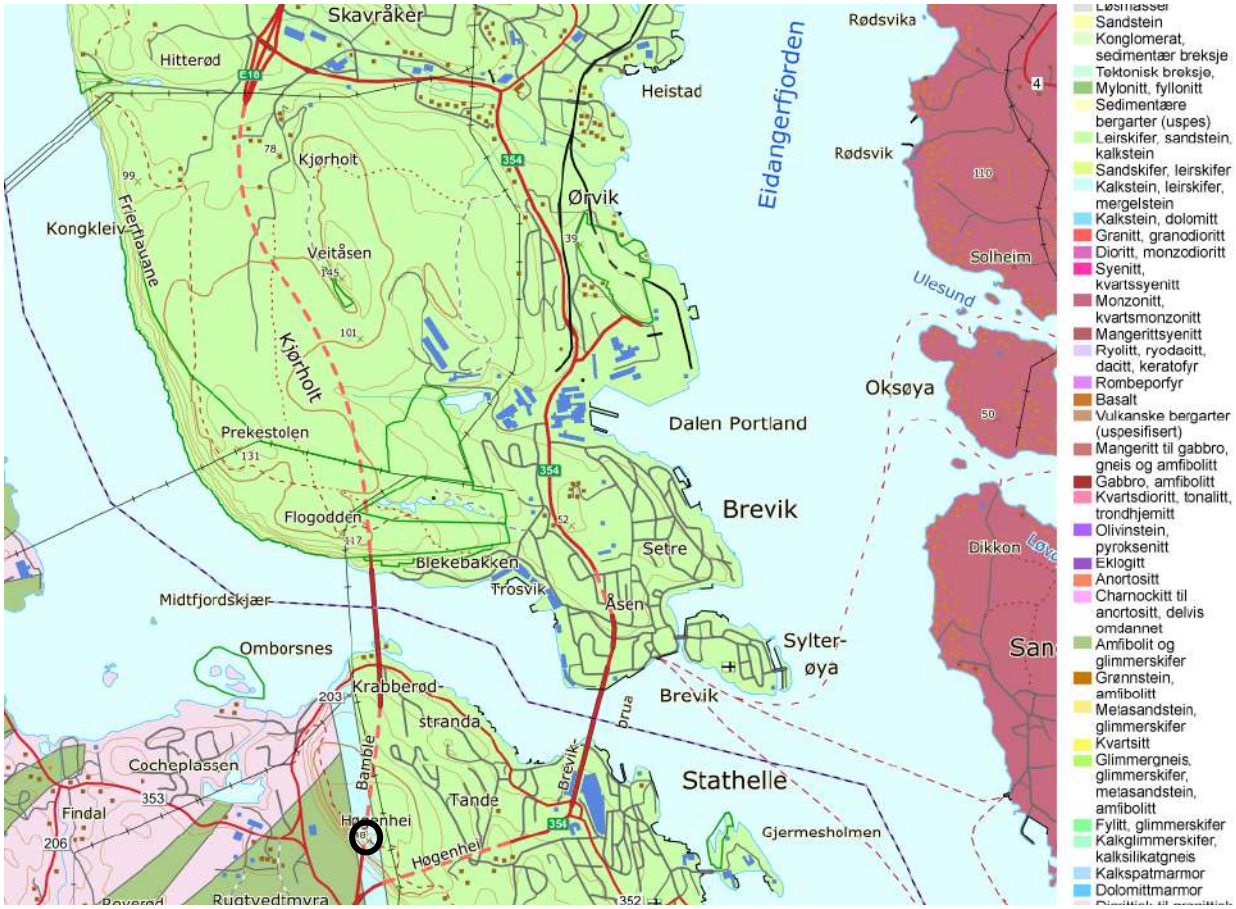
FØR OPPSTART AV PROSJEKTET - REGULERINGSPLANFASE

Det var bestemt at ny vei skulle etableres vest for eksisterende vei. Det førte til at påhugget måtte etableres på ett lite ønsket sted. Påhuggsplassering vest for eksisterende tunnel var frarådet fra vegvesenet og fra Sweco ved tidligere faser, men da dette førte til minst påvirkning av boliger på nordsiden av tunnelen ble denne løsningen likevel valgt å gå videre med. Det var flere utfordringer knyttet til etableringen av påhugget:

1. Mulighet for å påtreffe syredannende svart leirskifer.
2. Høy rasfarlig brattkant i overkant av påhugget.
3. Bratt, lite tilgjengelig område for å gjennomføre undersøkelser.
4. Kort tid på reguleringsplanfase.

Syredannende leirskifer

Tunneltraseen ligger i Oslofeltets kambrosilurbergarter, med leirskifer, leirstein, kalkstein og knollekalk i veksling. På grunn av intrusjonen av larvikitten i nord/øst er bergarten mer eller mindre omdannet til hornfels. Bergartspakken er svakt tiltet og ligger med fall 15 – 20° mot nordøst. Bergartene er tydelig omdannet og gir et massivt uttrykk i felt, sammenlignet med tilsvarende bergarter i Oslo-området.
Geologisk kart over området er vist i figur 2 der påhugget er ringet inn med sort ring.



Figur 2: Berggrunnskart hentet fra www.ngu.no. Påhugget er vist med sort ring.

I bergveggen rundt Høgenhei er overgangen mellom det som opprinnelig har vært knollekalk som nå er lyst båndet hornfels og svartskiferen som ligger under, godt synlig.
Begge bergartene har massive uttrykk i dagen, og svartskiferen har liten – ingen skifrighet igjen, men den er tettere oppsprukket enn hornfelsen. Svartskiferen bryter kubiske, flintaktige brudd. Sprekkene i svartskiferen har ingen sprekkefylling og sprekkene er oftest plane og glatte og mindre gjennomsettende enn i hornfelsen. Bildene i figur 3 viser svartskiferen slik den fremstår i felt vest for den nye tunneltraseen.

Svartskiferen i nedre del av oslofeltets kambrosilurbergarter kan være syredannende. Den mest kjente av de dyredannende skiferne er alunskifer, men også svart leirskifer noe lenger opp i bergartspakken har syredannende potensiale. Slike syredannende bergarter er uheldige for miljøet, ved at det dannes sur avrenning som vasker ut tungmetallene i bergarten. I tillegg er leirskiferne høye på uran, de sveller og de forvitrer lett. På grunn av at bergarten forvitrer så lett var det usikkert om påhugget ble etablert under ett overheng med mer kompetent bergmasse i hengen enn i sålen.
Med bakgrunn i de kjente uheldige egenskapene i svart leirskifer var det derfor viktig å undersøke om denne typen skifer vil treffes i tunneltraseen.
For å undersøke om det var fare for å møte syredannende leirskifer eller alunskifer ved påhuggsplasseringen ble det foretatt en kjerneboring gjennom ura og inn i sålen på ny planlagt tunnel.

Fra kjerneboringen ble det konkludert med at tunnelen ikke ville komme ut i alunskifer. Det var derimot uvisst om påhugget kunne komme i kontakt med skifer fra etasjene over

alunskiferformasjonen, som også kan ha syredannende bergarter. Det ble derfor viktig å følge med på bergarten under driving.

Det var ikke mulig å komme inn i eksisterende tunnel i løpet av reguleringsplanfasen. Det ble derfor ikke tatt ut prøver av bergarten inne fra eksisterende tunnel.

Figur 3: Bilder av svartskiferen i felt.

Høy rasfarlig bergvegg

På reguleringsplanfasen ble det gjennomført befaringer i området rundt planlagt påhuggsplassering, samt i skråningen et stykke i begge retninger fra påhugget for å se på tidligere skredhendelser i felt.
Det ble gjort en kartlegging av skjæringen så godt det gikk fra bakken. Det ble ikke gjennomført befaring i skråningen med tau.

Det var tydelige tegn på at det var ferske og gamle nedfall fra skråningen ved påhuggsplasseringen og vestover, men lite østover. Kombinasjonen av steile bergskrenter og skråningshelninger i ura nær naturlig rasvinkel gjorde at det ble vurdert som at steinsprang ville kunne utgjøre en fare for personer og materiell innenfor en avgrenset sone rundt bergskrenten.

Figur 4: Nedfallsblokker i skråningen vest for eksisterende tunnel.

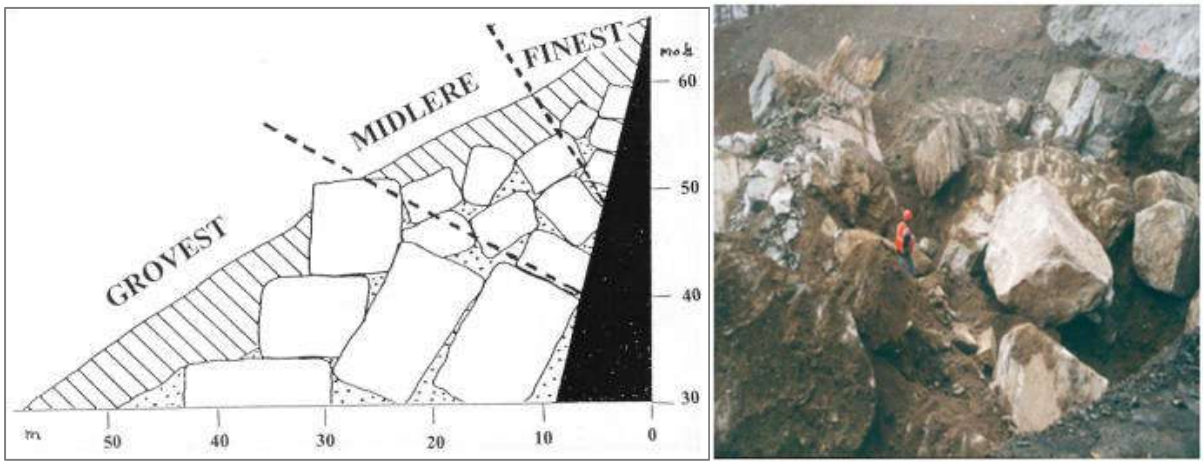
Det ble derfor gjennomført en skredvurdering og skredsimuleringer i RAMMS og i Rocfall. Resultatene fra modelleringen ble korrelert opp mot observasjoner av utløpsdistanser og blokkstørrelser fra felt. Konklusjonen fra skredvurderingene var at den nye veien i permanentfasen/driftsfasen måtte rassikres i ett område på ca. 120 meter utover/sørover fra påhuggsflaten. Det ble anbefalt at dette skulle gjøres med en lang tunnelportal.

Bratt – utilgjengelig område for grunnundersøkelser

Det ble gjort lite grunnundersøkelser i ura. Området over planlagte påhugg var bratt og lite tilgjengelig. I tillegg består vegetasjonen i området av fredet kalklindeskog og det var strenge restriksjoner til felling av trær.

Det ble skrevet en forskningsavhandling om ura ved Høgenhei etter driving av eksisterende tunnel [1]. Denne beskrev ura som storblokkig, med blokker opp mot 3000 m^3 og diameter opp mot 20 m. Med bakgrunn i kjennskapet til at urmassene var såpass grovblokkige ble det antatt at det ville være vanskelig å verifisere om det ble boret i blokk eller berg dersom det skule gjennomføres fjellkontrollboringer fordi, 3 meter i berg ville ikke vært ensbetydende med at det var fast berg.

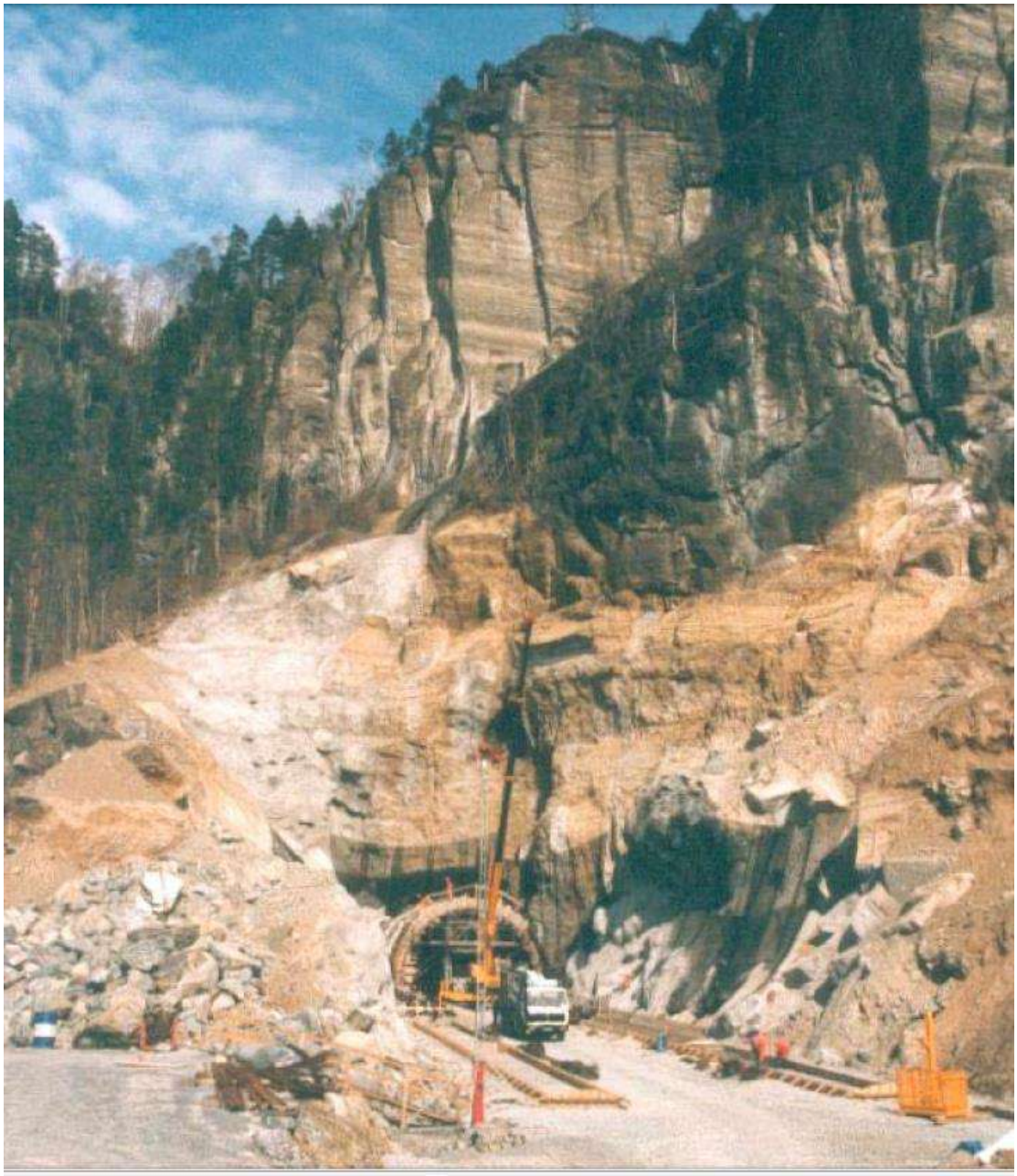
I bildene i figur 5 ser man en figur av oppbygningen av ura hentet fra forskningsartikkelen «The internal geology of the Høgenhei talus» [1], i tillegg til ett bilde fra utgravingen av ura ved bygging av eksisterende tunnel.



Figur 5: Figur av uroppbyggingen hentet fra forskningsartikkelen (1), samt bilde tatt i ura ved etablering av eksisterende tunnel.

Som grunnlag i reguleringsfasen var det tilgang på noen få bilder fra eksisterende tunnel ble drevet. På ett av disse bildene så det ut som at etablering av et nytt påhugg parallelt med eksisterende ville være gjennomførbart, se bilde i figur 6. På andre bilder så det ut som at det ville bli vanskelig, se bilde i figur 7. Bildene viste også store blokker og løsmasser i påhuggsområdet.
Istedenfor grunnboringer/fjellkontrollboringer fra toppen av ura ble det utført sonderboringer fra vegg og heng inne i eksisterende tunnel for å forsøke å finne ut hvor bergoverflaten gikk over til løsmasser/urmasser mot vest. Resultatene fra boringene konkluderte med at ny påhuggsflate ikke kunne etableres parallelt med eksisterende påhugg, men ca. 40 meter lenger frem i linja.

Figur 6: Bilde tatt av påhugget ved etablering av eksisterende tunnel. Ny tunnel er etablert til venstre.



Figur 7: Bilde fra driving av eksisterende tunnel. På dette bildet ser det ikke ut til at ny påhuggsplassering kan gjøres parallelt med eksisterende tunnel

GJENNOMFØRING – ANLEGGSFASE

Ved oppstart av anlegget ble det besluttet at tunnelen skulle drives med gjennomslag innenifra, og at alle urmasser skulle graves vekk før endelig gjennomslag. Det ble vurdert muligheten for å drive tunnelen gjennom ura, men dette ble forkastet med bakgrunn i tid og risiko. Urmassene hadde en mektighet på ca. 40 meter over ferdig veg, så arbeidet med å fjerne massene var tidkrevende.

Før graving i ura kunne starte opp, måtte skråningen over påhugget sikres. Det første som ble gjort var å fly en drone langs med bergveggen. Ved gjennomgang av dronevideo ble det observert områder som virket ustabile og som det var ønsket å se nærmere på. Antatt ustabile partier var til dels store bergblokker og –flak. Se bilder fra dronevideoen i figur 8.

Figur 8: Bilder hentet fra dronevideo fra bergveggen. Identifiserte mulig ustabile blokker ringet inn med rødt.

Det ble, med bakgrunn i funn fra droneflyvningen, gjort en taubefaring av skråningen av ingeniørgeolog både fra entreprenør og fra byggherre sammen med sikringsentreprenør. Ved befaringen ble det oppdaget mye avløste småblokker og forvitret berg oppe på blokkene. Se bilder i figur 9.

Figur 9: Bilder fra taubefaringen i skråningen. Mye løs småstein oppe de store avløste blokkpartiene.

Det ble foretatt en del rensk i skrenten, slik at helt avløste blokker ble tatt ned. Store blokker som ikke lot seg renske ned ble sikret med bergbolter.
Da det fortsatt ville være en risiko for nedfall av små og mellomstore blokker, ble det vurdert behov for å montere fanggjerder oppe i fjellsiden. Plassering, høyde og kapasitet på fanggjerdene ble bestemt ved hjelp av analyseprogrammet RocFall.
Fanggjerdene ble dimensjonert for å kunne ta imot blokker med energi opp mot 3000kJ, tilsvarende en blokk på ca $3m^3$ fra 120 meters høyde.

Gravingen i ura startet etter at sikringen var ferdigstilt i skråningen. Gravingen ble gjort i etapper på 8 meter. De første 10-15 meterne ble gravd i løsmassser og småblokk. Bergveggen falt her tilnærmet loddrett ned mot vest, og det ble fort tydelig at det nye påhugget ville etableres på en skrånende bergflate. Ved videre graving i ura ble det registrert gjennomsettende sprekker i hornfelsen med ugunstig fall og fallretning, med steil vinkel ut mot ny påhuggsplassering. Se bilde i figur 10 der ugunstige sprekkeplan er markert med rødt. På grunn av disse sprekkene og uviss utstrekning nedover i skjæringen, ble det utført bergsikring suksessivt nedover etter hvert som urmassene ble fjernet.
Skråningen ble sikret med E700 sprøytebetong med tykkelse minimum 10 cm, og Ø32 mm kamstålbolt med lengde 6 til 9 meter, c/c 2,5 meter. De øverste 5 bolterastene er montert med 9 meter lange bolter.

Figur 10: Bilde av påhuggsområdet ca. 15 – 20 meter over ferdig vei. Sprekkeorientering er markert med rødt.

Der bergarten gikk over fra hornfels til svartskifer stoppet også de ugunstige sprekkene. Her var derimot bergkvaliteten såpass dårlig at den systematiske sikringen med sprøytebetong og bolt ble fortsatt.

Rett nord for påhugget består skråningen av kun løsmasser i øvre del og urblokker i nedre del. Denne skråningen ble sikret systematisk nedover med sprøytebetong og selvborende stag. Stagene ble montert med c/c 2 meter, med varierende lengde mellom 6 til 12 meter. Bildet i figur 10 viser installerte bolter og stag i løsmasseskrenten og i bergveggen over påhugget.

Samtidig som fjerningen av ura pågikk, ble den nye tunnelen drevet mot gjennomslag innenfra. Tunnelen skulle drives til det var noen meter igjen med berg.

Under driving av den nye tunnelen ble det systematisk sonderboret fra stuff fra da vi trodde det var ca 30 m igjen med berg. Sonderboringene ble gjort fremover og mot vest, da vi regnet med å miste bergoverdekningen i vest først.
De siste salvene ble drevet med 3 meter salvelengde, og det ble montert armerte sprøytebetongbuer de to siste salvene. Bergoverdekningen ble «mistet» i vestre såle først. Ved sprenging av den siste hele tunnelsalven var det ikke bergoverdekning i vestre såle og opp til vederlag. Området som har brungul farge i bilde i figur 11 er ur og løsmasser, ikke berg.

Figur 11: Området der bergoverdekningen i vegg og såle var borte. Det brune området er urblokk og løsmasser, ikke berg.

Utgravning av nedre del av ura viste seg å være tidkrevende. På grunn av størrelsen på urblokkene måtte mange av blokkene sprenges ut.
Da hele ura var fjernet ble de siste tunnelsalvene tatt innenfra og sikret som bergklasse E (i henhold til SVV håndbok N500) uten buer.

Med bakgrunn i at det var en fare for å påtreffe svartskifer med syredannende potensiale i tunnelen ble det gjort en kontinuerlig oppfølging av bergmassen for å undersøke om dette var tilfelle. Det ble gjort en visuell inspeksjon av bergarten for hver salve, samt at det ble tatt ut prøver fra hver tunnelsalve som ble sendt til geokjemisk analyse hos ALS.
Analyseresultatene ble tolket, og bergmassen ble klassifisert ut ifra disse.
Det var ingen endring i bergmassens karakter før helt i sørlige ende. Det kom først inn ett kalkasteinslag, og under dette en svartskifer med mer skifrig struktur enn resterende tunnel.
Analyseresultatene viste at denne bergarten tilhørte Tøyenformasjonen og Galgebergleddet. Galgeberg har moderat til lavt potensial for syredannelse, og bergarten ble derfor mellomlagret inntil videre beslutning for deponering ble valgt.
På grunn av den omdanningen som har skjedde med bergarten og den lite skifrige strukturen ble det bestemt at all grovblokk som ble tatt ut herfra kunne sendes i eksisterende deponier sammen med resterende berg fra tunnelen. Finstoff fra mellomlageret ble sendt til spesialdeponi.

Portalen er bygget med lengde på 100 meter. Den er dimensjonert som en rassikringskulvert, og vil i tillegg bli overfylt med masser opp mot 10 meters mektighet innerst mot bergveggen. Det er gjort skredvurderinger for det nye terrenget.

Figur 12: Bilde av de to tunnelportalene slik det fremstod per 28.9.2018. Ny tunnelportal til venstre i bildet.

KONKLUSJON

Ettersom det tidlig ble besluttet at ura skulle graves vekk og tunnelen ikke skulle drives gjennom denne, var det viktig å tenke sikkerhet for de som skulle jobbe i byggeropa der påhugget skulle etableres.
På grunn av at påhugget ble etablert i svartskifer, var det en usikkerhet knyttet til om det eventuelt ville være et overheng i nedre del av bergveggen der dårlig berg var forvitret bort. I tillegg var bergveggen rasfarlig. Det ble derfor gjennomført en risikovurdering og satt i gang flere tiltak for å sikre god HMS ved gjennomføringen.

Gravingen ble startet fra toppen og det ble gravd i etapper på 8 meter på grunn av usikkerheten knyttet til bergkvaliteten og for å ha nok rekkevidde til å sikre. Ved å følge dette regimet var det mulig å oppdage ugunstige sprekker og dårlig bergkvalitet i tide for å se på behov for- og å gjennomføre eventuelle sikringstiltak.
De ugunstige sprekkene som ble oppdaget kunne også føre til utglidning av større bergblokker i hengen av tunnelen. Det ble derfor gjort beregninger av kapasitet, lengde og plassering av bergbolter i skjæringen. Skjæringen ble sprøytet inn i sin helhet for å hindre nedfall av småblokk på personell i byggegropen.

Utgravingen og utsprengningen av ura og etableringen av påhugget ble gjennomført uten at det skjedde noen nedfall fra bergveggen inn i byggegropa. I sammenheng med kraftig regnvær ble det skylt ned mindre mengder løsmasser fra løsmassene over løsmasseskråninger som ett engangstilfelle. Dette ble raskt tatt hånd om ved undersøkelse og rensk av skråningen.

Det har vært godt samarbeid mellom entreprenør og deres konsulenter og byggherre underveis i prosessen. Det er ble gjort vurderinger av arbeidene fra dag til dag etter hvert som gravingen ble gjennomført.
Det var avgjørende å ha ingeniørgeolog sammen med erfarne anleggsfolk på plassen til enhver tid, slik at avgjørelser vedrørende sikring og berguttak kunne bli tatt fortløpende uten å forårsake store forsinkelser i arbeidene.

Det var viktig å ha fokus på å ikke «spare» på tiltak i forbindelse med HMS for de som skulle jobbe i gropa. Dette har vært viktig for å sikre et vellykket resultat.

REFERANSER

1. *Graham-Brown, A. (1995 II), The internal geology of the Høgenhei talus. Int. rapp. 1780, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.*
2. *Teknologiavdelingen Statens vegvesen, 2003. Intern rapport nr 2334 – Litt om vegbygging i ur.*
3. *Jone Strømsvåg, 2013, Ingeniørgeologisk kartlegging og analyse av berggrunnen for ny E18 Bambletunnel.*
4. *Ingrid M. Olaisen Hagen/Stein Heggstad, 2017, Ingeniørgeologisk rapport til reguleringsplan ny Kjørholt og Bamble tunnel*

TAKK TIL

- Anne-Line Ferstad, NyeVeier
- Eivind Sømme Berget, Rambøll
- Kjetil Moen, Multiconsult
- Werner Stefanussen, Rambøll
- Jan Lima, Betonmast Hæhre

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

FME HydroCen – NORSK STORSATSNING PÅ VANNKRAFT

FME HydroCen – New Norwegian research initiative on Hydropower

Hege Brende, Senterleder i HydroCen, NTNU
Leif Lia, Professor, Institutt for bygg og miljøteknikk (IBM), NTNU
Bjørn Nilsen, Professor, Institutt for geovitenskap og petroleum (IGP), NTNU

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver aktiviteter og planer for Forskningsprogrammet HydroCen (Norwegian Research Centre for Hydropower Technology), som ble etablert ved NTNU i januar 2017 som et av åtte nye Forskningssentre for Miljøvennlig Energi (FME). HydroCen representerer en tverrfaglig satsning med deltakelse fra flere NTNU-institutter, SINTEF, NINA og alle de største vannkraftaktørene i Norge. Forskningsprogrammet har et årlig budsjett på ca. 50 mill. NOK, og finansieres med 50% fra NFR, 25% fra bransjen og 25% fra forskningspartnerne (egenbidrag). Det er allerede igangsatt og planlagt over 30 PhD og Post doc. i senteret, og ytterligere 15 er pågående i assosierte prosjekter. HydroCen omfatter fire faglige tema: 1) Vannkraftkonstruksjoner, 2) Turbin og generator, 3) Marked og tjenester og 4) Miljødesign. Det gis her en oversikt over aktivitetene i HydroCen, med spesiell vekt på prosjektene som er igangsatt innenfor tunneler og andre deler av vannveien for vannkraftanlegg.

SUMMARY

This paper describes activities and plans related to HydroCen (Norwegian Research Centre for Hydropower Technology), which in January 2017 was established at NTNU as one of the eight new Centers for Environment-friendly Energy Research (FME). HydroCen is a multidisciplinary research initiative with participation by several NTNU Departments, SINTEF, NINA and the major Norwegian hydropower companies. The research program has an annual budget of about 50 MNOK and is financed 50% by NFR (Norwegian Research Council), 25% by industry partners and 25% by the research partners (in-kind). More than 30 PhDs and Post Docs are already affiliated with HydroCen, and 15 with associated projects. HydroCen includes four research topics; 1) Hydropower structures, 2) Turbine and generators, 3) Market and services and 4) Environmental design. This paper gives an overview of the HydroCen research activities, with main focus on research connected to hydropower tunnels.

INNLEDNING

Vannkraftutbygging representerer på mange måter utgangspunktet for den store aktiviteten innenfor tunneldriving og fjellsprengning i Norge. Mange av de imponerende prosjektene som er bygd i berg de senere år, som olje- og gasslagre og store fjellhaller – med Gjøvikhallen som det mest ekstreme – hadde neppe vært mulig uten kunnskapen fra vannkraftutbyggingen. Da

aktiviteten innenfor vannkraftutbygging var på det høyeste på 1970- og første del av 1980-tallet ble mer enn 3 mill. m^3 utsprengt årlig under jord. Selv om aktiviteten senere har avtatt – ikke minst etter statsminister Stoltenbergs nyttårstale i 2001 som fastslo at tiden for de store vannkraftutbygginger var over - er det fortsatt, som NFF Tunnelstatistikk også viser, betydelig aktivitet knyttet til vannkraftutbygging (ca. 0,8 mill. m^3 utsprengt under jord i 2017).

Norge har i dag rundt 300 kraftstasjoner i berg, og rundt 3500 km vannkrafttunneler, og er med sin årlige produksjon på rundt 140 TWh en stormakt når det gjelder vannkraft (verdens 6. største produsent). De senere år har mye av aktiviteten vært knyttet til oppgradering av eksisterende kraftverk som Lysebotn II på 370 MW (satt i drift i 2018) og til bygging av nye småkraftverk. Det bygges samtidig også en del nye store prosjekt som Rosten kraftverk, 80 MW (satt i drift i 2018) og Leikanger kraftverk, 77 MW (under bygging).

Oppgradering og ombygging av eldre norske vannkraftverk kan gi betydelig økning av effekt og produksjon og med dette tilrettelegge for mer fleksibel drift. Det kan i så fall legges til rette for nye måter å kjøre vannkraftanlegg på; såkalt «effektkjøring». Slik kjøring medfører hyppige av- og påslag og økte påkjenninger på vannveier – herunder også for stabilitetsforhold og bergsikring. I tillegg har det de senere år vært økt fokus på etablering av balansekraft i form av pumpekraft, og forskning og utredninger for etablering av norsk vannkraft som «Europas grønne batteri» er blitt gjennomført. En slik omlegging vil medføre nye tekniske behov i vannkraftanleggene.

Dette er noe av bakgrunnen for at HydroCen (Norwegian Research Centre for Hydropower Technology) i 2016/17 ble etablert som et av åtte nye norske Forskningssentre for Miljøvennlig Energi (FME). Organiseringen av senteret, visjonene og oversikt over det faglige innholdet (arbeidspakker og prosjekter) vil bli kort beskrevet i det følgende, med hovedvekt på aktiviteten innenfor den delen av prosjektet som er viktigst for Fjellsprengere; Tunnelsystemer.

ORGANISERING OG DELTAKERE

HydroCen er ett av Forskningssentrene for miljøvennlig energi. Dette er en konsentrert og langsiktig satsing innenfor forskning på fornybar energi, energieffektivisering, CO_2-håndtering og samfunnsvitenskap. Forskningen skal skje i tett samarbeid mellom forskningsmiljø, næringsliv og forvaltning.

NTNU er vertsinstitusjon og hovedforskningspartner i HydroCen sammen med SINTEF Energi og Norsk institutt for naturforskning (NINA). Arbeidspakke WP1 Vannkraft-konstruksjoner ledes av Professor Leif Lia, mens prosjektet WP1.1 Tunnelsystemer ledes av Professor Bjørn Nilsen. HydroCen har mer enn 40 nasjonale og internasjonale partnere innen forskning, industri og forvaltning.

HydroCen arbeider som det framgår av Fig. 1 tett sammen med vannkraftsektoren for å levere nye løsninger, kunnskap og kompetanse. Produksjonsselskaper, leverandører, konsulenter og myndigheter engasjerer seg aktivt i senteret for å sikre høy relevans for næringsliv og samfunn, bidra til implementering av resultater og utvikling av nye innovasjoner.

Fig.1. Oversikt over forsknings- og brukerpartnere i HydroCen.

Kombinasjonen av sterke og tverrfaglige kompetansemiljø, tilgjengelig laboratorie-infrastruktur og erfarne industriaktører som bidrar med konkrete prosjekt, data og problemstillinger, gir en unik plattform for å utvikle og posisjonere norsk vannkraft inn i fremtidens fornybare energisystem. Fremtidens energisystem vil bestå av både nye og velkjente produksjonsformer, men trolig i en helt annen sammensetning enn det vi ser i dag.

TVERRFAGLIG FORSKNINGAKTIVITET

HydroCen skal gjennom sin forskningsinnsats bidra til å styrke Norges posisjon som en ledende vannkraftnasjon og sikre at norsk vannkraftsektor kan utnytte mulighetene i fremtidens fornybare energisystem.

HydroCen har definert fire forskningsområder:

- Vannkraftkonstruksjoner
- Turbin og generator
- Marked og tjenester
- Miljødesign

Med mer enn 110 års sammenhengende drift og utvikling av vannkraftsystemet er Norge i en unik posisjon for videre vekst i sektoren. Både i Europa og på verdensbasis øker uregulerbar kraftproduksjon fra vind og sol dramatisk, og markedets krav til fleksibilitet og dynamikk, slik som muligheter for lagring og rask respons, er i rask utvikling. Her har norsk vannkraft potensiale til å levere en kombinasjon av effekt, energi, lagring, tilgjengelighet og stabilitet som foreløpig ingen andre fornybare energikilder er i stand til.

Klimaendringer er en pådriver for store endringer innen energibruk, -lagring og teknologiutvikling. Energisystemene og energimarkedene endrer seg drastisk og en rekke miljømessige og samfunnsøkonomiske hensyn bidrar til at vannkraftindustrien er sterkt regulert. Videre vil fremtidig tilgang til vannressurser kunne ha store implikasjoner for produksjon av vannkraft. I tillegg står vi overfor utstrakt revisjon av norske vannkraft-konsesjoner og implementering av EUs vanndirektiv. Innføring av vanndirektivet gir mange usikkerheter for sektoren og det er et stort behov for løsninger som optimaliserer avveiningene mellom produksjon, markedsmuligheter og miljømessige konsekvenser. I den

sammenhengen er en helhetlig tilnærming viktig, med tverrfaglig samarbeid mellom områder som teknologi, marked og miljø.

HydroCen nøkkeltall for forskning:

- Varighet på åtte år og totalt budsjett på 400 mill. kr.
- 17 nystartede prosjekt.
- 30 PhD og Post doc. i senteret, og ytterligere 15 pågående i assosierte prosjekt.
- Mer enn 30 pågående assosierte prosjekt relatert til vannkraft gjennom programmer som ENERGIX og Horizon2020 (EU), med et samlet budsjett på >300 mill. kr.
- 47 pågående masteroppgaver (2018).

PROSJEKT I ARBEIDSPAKKE WP1.1 TUNNELSYSTEMER

De aller fleste vannkrafttunnelene her i landet er bygd og har vært i drift lenge uten problemer i form av større ras eller lekkasje (jekking/splitting). Det finnes imidlertid også eksempel på at det har skjedd utrasning og utlekkasje med store konsekvenser for drift og økonomi.

Ras har i enkelte tilfeller skjedd under driving av tunnelen, men i de fleste av tilfellene har raset skjedd etter oppfylling av vannveien, vanligvis mellom ½ og 2 år etter vannfylling, men i noen tilfeller også etter lang tids drift av kraftverket (opptil 20-30 år etter oppstart, som i eksempelet vist i Fig. 2). Dessverre ser vi at dette også skjer i nye kraftverk, noe som viser at det fortsatt finnes et forskningsbehov.

Fig. 2. Ras tilløpstunnel ved Kvænangsbotn kraftverk etter mer enn 20 års drift.

Ingeniørgeologimiljøet ved NTNU har lenge vært involvert i undersøkelser, oppfølging og forskning knyttet til stabilitet og ras i tunneler, inklusive vanntunneler. Denne aktiviteten følges i dag opp gjennom instituttets deltakelse i HydroCen.

Betydningen av forskning på denne problemstillingen kan illustreres av følgende tall fra tidligere studier:

- Bruland & Thidemann (1991) fant på grunnlag av inspeksjon av 45 vanntunneler at det i snitt hadde skjedd 1 utfall/ras per 5,5 km tunnel, med i middel 20 % innsnevring av vannveien som resultat. Totalt antall blokkeringsras ved denne undersøkelsen ble oppgitt til sju.

- Aagaard (2005) beskrev i foredrag på Bergmekanikkdagen 2005 seks nye blokkeringsras. Kostnaden for utbedring av de forskjellige rasene ble oppgitt å ha vært mellom 4 og 50 mill. kr.

Av eksempel på ras i vanntunneler av nyere dato, er de følgende to fra 2017 blant de mest kjente:

- Matre Haugsdal, hvor et ras på 20-30 m^3 i tilløpstunnelen høsten 2017 (Fig. 3), etter bare ½ års drift, førte til at det måtte drives ny tverrslagtunnel inn til driftstunnelen og lages omløpstunnel forbi rasstedet. Reparasjonskostnadene beløp seg ifølge Teknisk Ukeblad (2017) til 40 mill. kr.

- Nedre Vinstra kraftverk, hvor et ras i 2015 medførte nær full blokkering i en av de to tilløpstunnelene. Omfattende oppryddingsarbeid, med fjerning av 2500 m^3 rasmasser og driving av bypass-tunnel forbi rasstedet ble utført i 2016-17. Raset ga ifølge Byggeindustrien (2017) et estimert årlig energitap på 15 GWh.

Fig. 3. Ras med innpressing av sikringsbuer i veggene i tilløpstunnel ved Matre Haugsdal.

Erfaringene har vist at de fleste rashendelser i vanntunneler i Norge er knyttet til svakhetssoner/forkastninger som inneholder svelleleire (montmorillonitt). Dette var tilfelle for Matre Haugsdal, og sannsynligvis også for Nedre Vinstra, hvor det er rapportert at raset hadde sammenheng med en kryssende svakhetssone. Med hensyn til stabilitetsforhold er den alvorligste konsekvensen av svelleleire at den ekspanderer ved vannopptak og gir et stort trykk mot sikringskonstruksjoner, som vil kunne klappe sammen hvis de ikke er riktig designet og dimensjonert. Tunnelen vil i mange tilfeller være stabil under driving, før vannfylling, men når tunnelen fylles med vann vil forholdene endres, og stabilitetsproblemer og ras kan i noen tilfeller inntreffe selv der hvor det under driving var vurdert at stabiliteten

var under kontroll. Det var sannsynligvis dette som skjedde ved Matre Haugsdal, hvor prøvetaking og testing av leirmateriale fra svakhetssonen etter tømming klart har vist at en her hadde å gjøre med meget aktiv svelleleire (svelletrykk for finstoff fra svakhetssonen på 0,7 MPa, eller 70 tonn/m^2), se Fig. 4. Dette illustrerer at slanke sikrings-konstruksjoner som sprøytebetongbuer har sine begrensninger i brede soner med aktiv svelleleire, og at det må stilles strenge krav til design og utførelse dersom denne typen sikring skal kunne vurderes som et alternativ til full utstøpning.

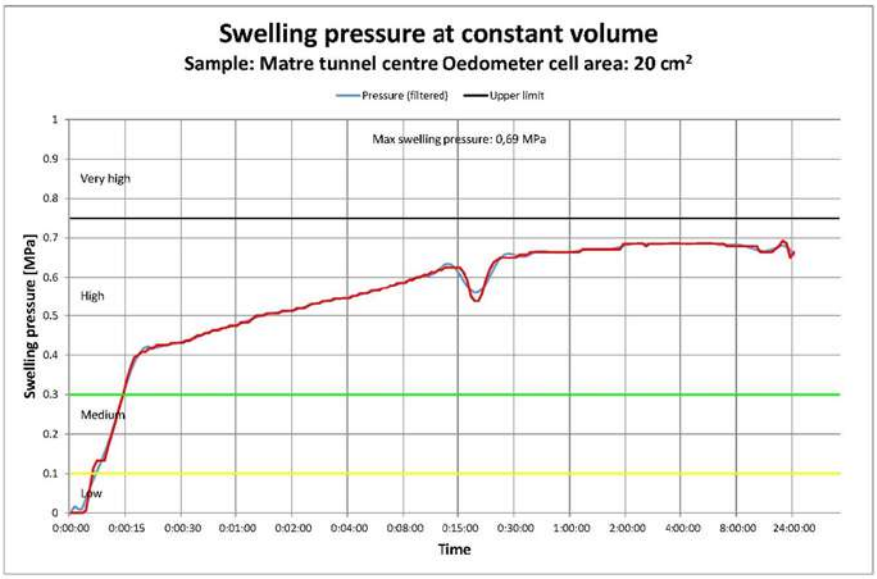


Fig. 4. Svelletrykk for sleppemateriale fra Matre Haugsdal målt i ødometer ved Ingeniørgeologisk laboratorium, NTNU.

Ras av den typen som er beskrevet ovenfor skjer selvfølgelig ikke bare i Norge. Det finnes mange eksempler på ras i vanntunneler forårsaket av svellende mineraler som smektitt og montmorillonitt også fra andre land. I andre geologiske formasjoner, og spesielt i områder med yngre sedimentære og vulkanske bergarter, er imidlertid erfaringen at problemene like ofte skyldes svellende bergarter (skiferbergarter, vulkansk tuff m.v.) som svellende leirmineraler i svakhetssoner. Denne problemstillingen er vel kjent bl.a. fra Chile, hvor også norske vannkraftutbyggere har møtt store utfordringer på grunn av dette.

Et sentralt spørsmål i denne sammenhengen er hvorfor stabilitetsproblemer og ras knyttet til svakhetssoner og svelleleire fortsatt kan skje, når problemstillingen tross alt er godt kjent? Mye av svaret antas å ligge i følgende punkter:

- Sikringstiltakene er prosjektert med mangelfull informasjon og/eller har fått et uheldig design. Hovedårsaken vurderes å være at forundersøkelsene har vært mangelfulle og/eller for dårlige.

- Utfordringene med hensyn til stabilitet er ikke observert og/eller ikke forstått, og lite eller ingen sikring utført i partier med tvilsom stabilitet. Dette vurderes i stor grad å skyldes at oppfølgingen under bygging har vært for dårlig.

- Utfordringen er undervurdert slik at det er utført mangelfull/for dårlig sikring. Mange tilfeller av stabilitetsproblemer og ras har skjedd i partier som har vært sikret med sprøytebetong, som har sine begrensninger i soner/partier med svelleleire.

- Kvaliteten og/eller bestandigheten av bergsikringen har vært for dårlig. Spesielt ras som skjer etter lang tids drift, som f.eks. Kvænangsbotn-eksemplet i Fig. 2, kan skyldes dette forhold.

Kompetansen som er nødvendig for å unngå stabilitetsproblemer og ras i vanntunneler, er i stor grad til stede, men hendelsene beskrevet ovenfor, kombinert med nye problemstillinger knyttet til bestandighet, effektkjøring og «uvante geologiske forhold» (som svellende berg), indikerer at det nok er behov for mer kunnskap og økt fokus på dette området. Med utgangspunkt i dette er det innenfor den delen av HydroCen-arbeidspakke 1 som omhandler tunnelsystemer (WP1.1), ved IGP igangsatt 2 PhD-prosjekt som er fokusert på stabilitetsforhold, og med hovedfokus mot henholdsvis:

PhD 1) Stabilitet og sikringsproblematikk relatert til svellende bergmasse (Lena Selen)

PhD 2) Konsekvenser av effektkjøring for stabilitetsforhold langs vannveien (Bibek Neupane)

Forutsetningen for at vannveien med trykktunnel og -sjakt skal kunne fungere som forutsatt, uten ukontrollert lekkasje på grunn av hydraulisk jekking/-splitting under oppfylling, er at minste hovedspenning σ_3 i ethvert punkt langs vannveien, fram til den såkalte overgangssonen (overgangen mellom uforet og foret tunnel, «Transition zone» i Fig. 5) er mindre enn vanntrykket.

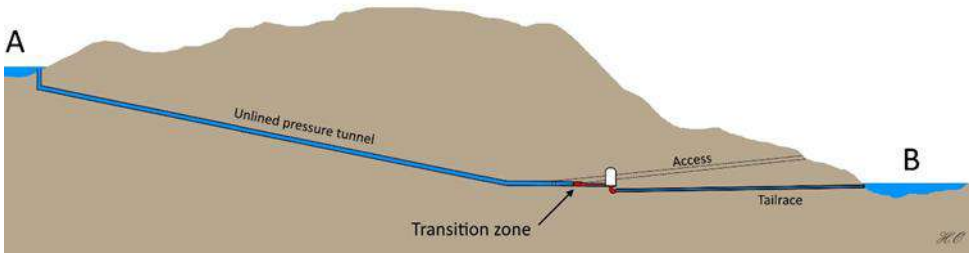


Fig. 5. Typisk geometri for vannvei og konus («Transition zone») i norsk vannkraftanlegg (fra Ødegaard & Nilsen, 2018)

For å sikre at denne betingelsen er oppfylt utføres likevektsberegninger eller numeriske analyser på grunnlag av etablerte prosedyrer, og i de aller fleste tilfeller har en på dette grunnlag unngått problemer med hydraulisk jekking. I enkelte tilfeller, stort sett av eldre dato, og med Fossmark kraftverk (Garshol, 1988) som et av de «nyeste» tilfellene, har det likevel oppstått problemer. For å oppnå større sikkerhet mot splitting er det derfor i dag vanlig å foreta spenningsmålinger i området inn mot planlagt konus- eller pluggplassering. Tolkningen av slike målinger er imidlertid noen ganger usikker, og målingene er også relativt kostbare. I enkelte tilfeller, som f.eks. ved Tosbotn kraftverk i 2016, valgte utbyggeren å utforme overgangs-sonen bare på grunnlag av teoretiske analyser, uten å gjøre spenningsmålinger. Utformingen førte til splitting av trykktunnelen som illustrert i Fig. 6.

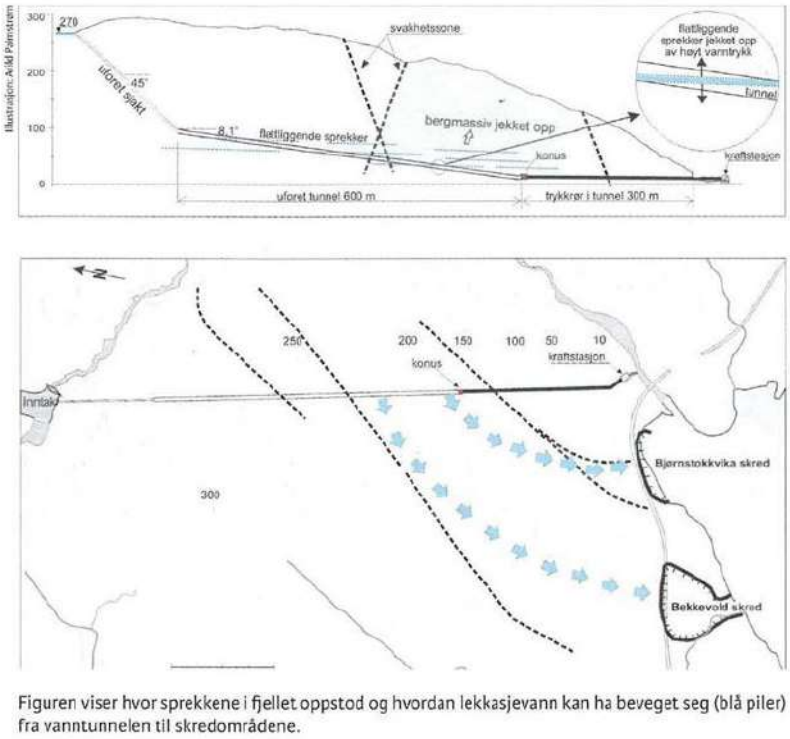


Fig. 6. Tolkning av mulig hydraulisk jekking av flattliggende sprekker ved Tosbotn kraftverk (fra Palmstrøm & Buen, 2017).

Total kostnad for hendelsen ved Tosbotn er stipulert til i overkant av 100 mill. kr (Helgelendingen, 2018). Dette, og tidligere, lignende hendelser illustrerer at det er et behov for videre utforskning av metodikken omkring undersøkelser og design av konus- og pluggområde, og med utgangspunkt i dette er følgende PhD-prosjekt igangsatt ved IGP:

> PhD 3) Optimalisering av testmetoder og design av konusområdet i uforede trykktunneler (Henki Ødegaard)

Introduksjon av store mengder uregulerbar fornybar energi (sol- og vindkraft) i det nordeuropeiske nettet, har ført til pris- og lastvariasjoner av andre format enn det nordiske vannkraftsystemet er dimensjonert for. Norsk vannkraft med store magasin og store høydeforskjeller er meget godt egnet til å utnytte de kommende forretningsområdene, men foreløpig forsvarer ikke dette markedet bygging av nye pumpekraftverk. Det er derfor satt i gang et PhD-prosjekt ved IBM for å finne nye måter å bygge om eksisterende kraftverk til pumpekraftverk, der tunnelsystemet og plassering av turbin i vertikalplanet er flaskehalsen. Fig. 7 viser et situasjonsbilde fra feltarbeid i forbindelse med dette PhD-prosjektet:

> PhD 4) Ombygging og tilpasning av tunnelsystemet for oppgradering til effektkjøring og pumpekraftverk (Livia Pitorac)

Fig. 7. Fra tunnelskanning øvre del av svingekammeret ved Roskrepp kraftverk (foto: Livia Pitorac).

I forbindelse med at mange eksisterende kraftverk har bytta løpehjul (turbiner) for å øke effekten, har flere av de samme kraftverkene opplevd problemer med ustabile sandfang. Effekten har blitt ytterligere forsterka av at svingningene i strømnettet har økt, slik at vannkrafttunnelene blir påkjent av trykk- og vannhastighetsvariasjoner på en helt annen måte enn tidligere. Tonstad kraftverk (960 MW, 3800 GWh) i Sira-Kvina er ett av kraftverkene som har opplevd mest problemer, og det bygges derfor en stor fysisk modell av sandfanget til Aggregat V på NTNU. I modellen skal de ulike dynamiske fenomen studeres. Modellen i skala 1:10 er vist i Fig. 8.

Fig.8. Modell av Tonstad-sandfanget ved Vassdragslaboratoriet, NTNU (foto: Thai Mai).

Problemstillinger knyttet til sandfang er tema for følgende PhD-prosjekt som er igangsatt ved IBM:

PhD 5) Utforming, dimensjonering og stabilitet av sandfang (Ola Haugen Havrevoll)

SLUTTKOMMENTARER

Som det fremgår av beskrivelsene ovenfor er forskningsaktiviteten relatert til WP1.1 Tunnelsystemer i hovedsak organisert som PhD-prosjekter. All aktivitet er organisert med utstrakt kontakt mot brukerpartnerne, og innspill fra disse sikres gjennom jevnlige møter i fagutvalg. PhD-prosjektene er alle koblet opp mot aktuelle kraftverksprosjekt, med tilgang til dokumentasjon og befaring av tunneler sikret gjennom brukerpartnerne.

Aktuelle problemstillinger og resultater fra de respektive HydroCen prosjektene vil bli formidlet bl.a. gjennom jevnlige presentasjoner på Fjellsprengnings- og Bergmekanikkdagen. Det kan i den sammenheng allerede henvises til innlegg nr. 10 ved årets Fjellsprengningsdag, hvor uforede luftputekammer vil bli diskutert.

Referanser

Bruland A & Thidemann A (1991): Sikring av vanntunneler. SINTEF Bergteknikk, Rapport STF36A91056, 88 s.

Byggeindustrien (2017): Har utbedret ras i tilløpstunnelen til Nedre Vinstra kraftverk. http://www.bygg.no/article/1315358 Publisert 22.05.2017.

Garshol K (1988). Fossmark kreaftverk, utlekkasje frå trykksjakt. Fjellsprengningsteknikk/ Bergmekanikk/Geoteknikk 1988, NJFF, s. 25.1-25.11.

Helgelendingen (2018): Helgeland Kraft og fylkeskommunen blir ikke enig om regninga etter Tosbotn-rasene – planlegger nye møter. Avisartikkel datert 10.10.208.

Palmstrøm A & Buen B 2017. Leirskred forårsaket av brudd i kraftverkstunnel. GEO, Mars 2017, s. 38-40.

Teknisk Ukeblad (2017): Matre Haugsdal kraftverk. https://www.tu.no/artikler/splitter-nytt-kraftverk-i-sta-etter-tunnel-ras-turbiner-fra-1950-matte-overta/404955 Publisert 5.9.2017.

Ødegaard H & Nilsen B (2018): Engineering Geological Investigation and Design of Transition Zones in Unlined Pressure Tunnels. Submitted to 10th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS10), Singapore November 2018.

Aagaard B (2005): Blokkeringsras i vanntunneler – eksempel fra overføringstunnel Svelgen, Blåfalli Vik. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 2005, NJFF, s. 30.1-30.14.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Erik Engebretsen
Norsk Bergverksmuseum

Historisk innlegg:
Fordring og lensing ved Kongsberg Sølvverk

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Anne Kathrine Kalager
Bane NOR

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF + resultat fra Fotokonkurransen

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

UFOREDE LUFTPUTEKAMMER — TRE FORSLAG TIL DESIGNFORBEDRINGER

AIR CUSHION SURGE CHAMBERS — THREE PROPOSALS FOR DESIGN IMPROVEMENTS

M.Sc. Henki Ødegaard, stipendiat ved HydroCen, NTNU

Ph.D. Kaspar Vereide, førsteamanuensis II ved NTNU og prosjektutvikler ved Sira-Kvina kraftselskap

SAMMENDRAG

Siden det første luftputekammeret ble satt i drift ved Driva vannkraftverk i 1973 ble ytterligere ni uforede luftputekammer bygget i Norge. Disse har siden den gang, med ett unntak, fungert utmerket. Likevel har ingen nye luftputekammer blitt bygget i Norge siden Torpa kraftverk i 1989. At det ikke har blitt bygget noen luftputekammer i Norge på nesten 30 år kan delvis tilskrives en generell nedgang i vannkraftutbyggingen sammenlignet med den store utbyggingsaktiviteten som varte frem til nittitallet, men må også tilskrives de utfordringer som tradisjonelt har blitt assosiert med bruk av luftputekammer. Særlig er det risikoen for luftlekkasjer og tidkrevende tømme- og fylleprosedyrer som nevnes som argumenter mot bruk av luftputekammer.

Utvikling av ny teknologi vil kunne gjøre luftputekammer til en mer attraktiv løsning. Luftputekammer har mange store fordeler; (1) større frihet i plassering av tunnelene uavhengig av topografi, (2) ikke behov for egen adkomstvei slik som for åpent svingekammer, (3) mindre trykkstøt og raskere reguleringsevne for turbinen siden luftputekammer kan plasseres nærmere turbin enn åpent svingekammer. Disse fordelene gjør at det nå er på tide å børste støv av bruken av uforede luftputekammer. Som et første steg i den retning foreslås tre prinsipielle grep, som vil være med på å redusere utfordringene med lekkasjer og tappe- og fylletid. Det første forslaget er å utstyre luftputekammeret med en propp med tilhørende lukkemekanisme som muliggjør avstenging av kammeret ved behov, eksempelvis for å kunne tømme resten av vannveien uten å måtte gjennomføre den mer tidkrevende tømmingen og gjenoppfyllingen av luftputa. Det andre forslaget er å redusere lufttapet ved å utføre systematisk forinjeksjon av kammeret. Det tredje forslaget er å forbedre design av kamrene ut fra det rådende spenningsbildet i bergmassen slik at man oppnår best mulig innspenning i berget rundt luftputekammeret og minst mulig åpne sprekker. De ingeniørgeologiske, anleggstekniske og hydrauliske vurderinger som ligger til grunn for disse foreslåtte grep vil bli presentert, og dette vil forhåpentligvis danne grunnlag for en fornyet diskusjon om bruken av luftputekammer. Som et regneeksempel er det beregnet kostnader, inntekter og nåverdi for etterinstallering av en lukkeanordning i Kvilldal kraftverk. Arbeidet som presenteres er del av vannkraftsforskningen som utføres i forskningssenteret HydroCen ved NTNU i Trondheim.

ABSTRACT

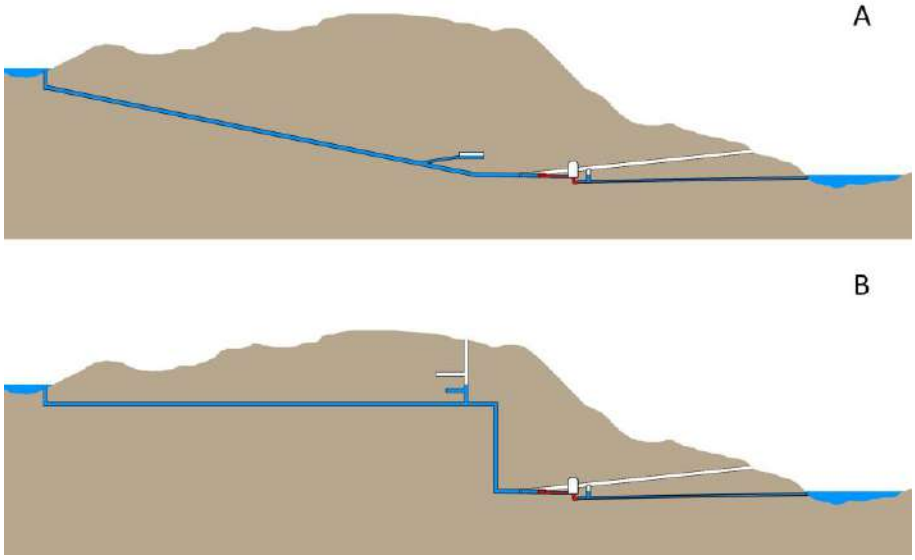
Following the commissioning of the first air-cushion surge chamber at the Driva Hydroelectric plant in 1973, nine more such chambers were constructed in Norway. All but one of these air-cushion surge chambers have since worked well. Despite this, no new surge chamber has been built since the completion of the chamber at Torpa Hydroelectric plant in 1989. The 30-year long period with no new chambers can be explained, in part, by the general decline in the hydroelectric development in Norway following the boom ending in the nineties, but is also caused by the operational challenges often associated with the use of unlined air-cushion surge chambers. It is especially the risk of excessive air leakages and time-consuming emptying and filling procedures that have been highlighted as main concerns when considering air-cushion surge chambers.

Development of new technology may make air-cushion surge chambers a more feasible solution for surge mitigation. Air-cushion surge chambers have many significant advantages; (1) higher degree of freedom for the alignment of the pressure tunnel layout, (2) no need for an access road such as for open surge chamber, and (3) reduced water-hammer and faster regulation ability for the turbine since the air-cushion surge chamber can be located closer to the turbine compared with an open surge chamber. These benefits call for a renewed focus on air-cushion surge chambers. As a first step towards this renewal, three design ideas that can reduce the operational issues associated with unlined air-cushion surge chambers are presented. The first proposal is to install the air-cushion surge chamber with a plug and appurtenant closing mechanism that can shut off the chamber when needed, e.g. for dewatering the pressure tunnel without having to perform the time-consuming emptying and filling of the air-cushion. The second proposal is to reduce the risk for air leakage by performing systematic pre-grouting of the entire chamber and the third is to improve the chamber design in relation to the rock mass stress field to ensure optimal confinement and closed joints around the chamber. The engineering, hydraulic and engineering geological considerations forming the basis for these proposals will be presented. This will hopefully initiate a renewed discussion regarding the use of air-cushion surge chambers. To provide a real-life project example, the Kvilldal Hydroelectric plant has been used to calculate construction costs, revenue and present value for the installation of a closing mechanism. The work presented in this paper is part of the ongoing research on hydropower being conducted at the HydroCen research centre at NTNU, Trondheim.

INNLEDNING

Trykktunneler over en viss lengde må utstyres med svingesjakt eller luftputekammer for å dempe bevegelsesenergien i vannet under start, stopp og lastendringer. Et luftputekammer er et bergrom som er delvis oppfylt med trykkluft slik at luften hviler på en vannseng. Trykkluften vil fungere som en «airbag» som reduserer trykkstøt når vannet akselereres. Trykket bestemmes av høydeforskjellen mellom nivået på vannspeilet i kammeret og magasinnivået (Vik, 1981).

Endring i vannføring som følge av manøvrering av ventil eller ledeapparat vil generere et trykkstøt som forplanter seg som en trykkbølge i vannvegen. Det er lukketiden, altså hvor fort vannføringsendringen skjer, og avstanden mellom den nærmeste frie vannflate og turbinen som bestemmer hvor stort trykkstøtet vil bli. Lang vannveg og kort lukketid vil gi større trykkstøt enn kort vannveg eller lang lukketid (Botnen et al., 2008). Trykkstøtet gir i mange tilfeller det dimensjonerende trykket i vannveien og representerer en potensielt skadelig belastning på luker, ventiler, porter og bergmassen selv. For å redusere kostnader på stål og sikringskonstruksjoner er det derfor nødvendig å dempe trykkstøtet. I praksis løses dette ved å introdusere en fri vannflate i akseptabel avstand fra reguleringsstedet, i form av enten en åpen svingesjakt, som vist i Figur 1B eller et lukket luftputekammer, som vist i Figur 1A.



Figur 1: Illustrasjon av lukket (A) og åpent (B) svingekammer.

I tillegg til å dempe trykkstøtet er svingekammer eller luftputekammer nødvendig for å redusere akselerasjonstiden til vannet. Tilstrekkelig lav akselerasjonstid er nødvendig for at kraftverket skal ha tilfredsstillende frekvensregulering og responstid på lastendringer til å oppfylle funksjonskravene i kraftsystemet (Statnett SF, 2012). Akselerasjonstiden bestemmes av avstanden mellom nærmeste frie vannspeil oppstrøms turbinen og nedstrøms turbinen. Enkelt fortalt fungerer svingekammeret fordi man flytter vannmagasinet nærmere turbinen.

Luftputekammer bygget i berg ble utviklet i Norge på syttitallet og det første kammeret ble satt i drift ved Driva kraftverk i 1973 (Rathe, 1975). I årene som fulgte ble ytterligere ni uforede luftputekammer bygget i Norge, det foreløpig siste ved Torpa kraftverk i 1989. Utenfor Norge er det bygget minst tre i Kina (Hu et al., 2008), ett i Østerrike og ett er under bygging i Vietnam (Røse et al., 2018). Mens de norske luftputekamrene er bygget uforet, dvs.

uten betong- eller stålforing av bergrommet, er luftputekamrene utenfor Norge i all hovedsak stål- og betongforet.

Sammenlignet med en åpen løsning for svingekammeret har luftputekammer mange fordeler:

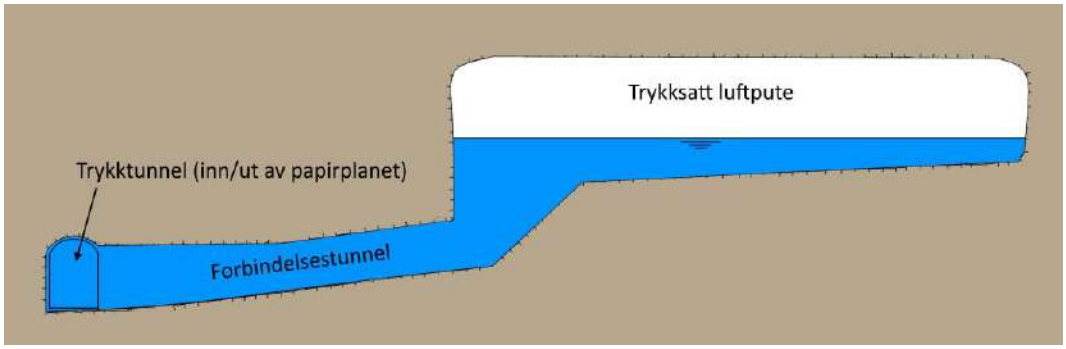
- Større frihet i plassering av tunnelene uavhengig av topografi, som gir betydelige kortere tunnellengder, og muliggjør bruk av skråtunnel fremfor bruk av sjakt.
- Ikke behov for adkomstvei på toppen slik som for åpent svingekammer.
- Lavere trykkstøt og raskere reguleringsevne for turbinen siden luftputekammer kan plasseres nærmere turbin enn åpent svingekammer.

Det er imidlertid også klare utfordringer tilknyttet bruk av luftputekammer. Primært er det to hovedutfordringer som løftes frem som argumenter mot luftputekammer, nemlig luftlekkasjer og tidkrevende tømme- og fylleprosedyrer. I det etterfølgende gis en gjennomgang av de overordnede designkriterier og funksjonskrav for luftputekammer. Deretter, for å tilby leseren et innblikk i de faktiske utfordringer assosiert med luftputekammer, presenteres kort noen av de erfaringer som er gjort ved Kvilldal kraftverk, hvor verdens største luftputekammer er i drift. Avslutningsvis presenteres forslag til tiltak som potensielt kan redusere utfordringene forbundet med luftlekkasjer og lang tømme- og fylletid.

LUFTPUTEKAMMER – UTFORMING OG FUNKSJONSKRAV

Arrangement

Et luftputekammer består i prinsipp av et bergrom forbundet med trykktunnelen. Kompressorer fyller inn luft slik at det etableres en luftpute som hviler oppå en vannseng som vist i Figur 2. For å redusere risiko for at luft kan slippe ut i trykktunnelen plasseres kammerets såle høyere enn trykktunnelens heng samtidig som luftvolumet justeres slik at vannivået til enhver tid er høyere enn et definert kritisk nivå. Men må også ta hensyn til at vannstanden svinger opp og ned noen meter under start, stopp og lastendringer i kraftverket (såkalte massesvingninger).



Figur 2: Snitt gjennom trykktunnel og luftputekammer.

Kompressorene plasseres utenfor vanntunnelen i nærmeste tverrslag eller adkomst, og stålrør monteres i vannveien mellom kompressor og luftpute for fylling og tømming av luft. Lengde og størrelse på disse rørene, samt kompressorkapasitet vil bestemme fylle- og tømmetid. For å overvåke lufttrykk og vannstand i luftputa trekkes egne rør som gir sensorer en direkte kobling til kammerets luft- og vanntrykk. Når kraftverket er i drift og luftputen er fylt, vil

kompressorene kun gå sporadisk for å supplere luft etter behov. Slik kompressordrift er energikrevende, så det er ønskelig med så lite luftlekkasje som mulig ut av kammeret.

Hydraulisk dimensjonering

Som nevnt i innledningen må luftputekammeret plasseres så nært som mulig turbinen for å dempe trykkstøtet og redusere vannets akselleraSjonstid. I de fleste tilfeller er det vannets akselleraSjonstid som er bestemmende for plassering av luftputekammeret. Vannets akselleraSjonstid kan finnes ved overslagsberegninger gitt av Formel 1 (Chaudhry, 1987).

$$T_w = \frac{Q}{gH}\sum L/A \qquad 1.$$

hvor T_w = vannets akselleraSjonstid (s), Q = turbinens slukeevne (m^3/s), g = tyngdens akselerasjon (m/s^2), H = brutto fallhøyde (m), L = avstanden mellom nærmeste frie vannspeil oppstrøms og nedstrøms turbinen (m), og A = areal av de forskjellige lengdesegmentene (m^2).

Som en tommelfingerregel bruker man at akselleraSjonstiden skal være under 1 sekund. Det er imidlertid verdt å merke seg at det finnes mange eksempler på at denne «minstetiden» er oversteget, og at nøyaktig krav avhenger av flere faktorer og først kan bestemmes i en mer detaljert reguleringsteknisk analyse (Vereide et al., 2017). Ved bruk av luftputekammer kan man plassere dette så nært kraftstasjonen at man normalt er langt innenfor kravet til akselleraSjonstid.

For at luftputen skal fungere som tiltenkt må den ha et visst luftvolum og et visst areal på vannspeilet. Dersom luftvolum og vannspeil er for lite får man et ustabilt reguleringssystem som medfører resonans av vannstandssvingningene i luftputekammeret. Beregningsgrunnlaget stammer fra det såkalte Thoma kriteriet (Thoma, 1910) og er tilpasset luftputer av Roald Svee (Svee, 1972). Overslagsberegning av minste luftvolum i luftputa kan da gjøres på grunnlag av Formel 2 og 3 (Formel 2 er K. Vereide sin upubliserte versjon av tradisjonell fremstilling for å ta hensyn til forskjellige tunnelsegmenter med ulikt areal).

$$A_{thoma} = \frac{k}{2gH_0}\sum_{i=1}^{i=x}\frac{L_i A_i v_i^2}{h_{f_i}} \qquad 2.$$

$$V_{min} = \kappa H_{luft} A_{thoma} \qquad 3.$$

hvor A_{thoma} = minimumareal for åpent svingekammer (m^2), k = sikkerhetsfaktor (-), g = tyngdens akselerasjon (m/s^2), H_0 = brutto fallhøyde (m), $\sum$ = summasjon av tunnelsegmenter (fra 1 til x) mellom luftpute og magasin (m), L_i = lengde på tunnelsegment (m), A_i = areal av tunnelsegment (m^2), V_i = vannhastighet i tunnelsegment (m/s), h_{fi} = falltap i tunnelsegment (m), V_{min} = minimum luftvolum i luftputekammer (s), κ = adiabatisk gasskonstant for luft (-), og H_{luft} = absolutt lufttrykk i luftputa (m).

Som sikkerhetsfaktor brukes normalt 1,5 for tidligfaseestimat, og den adiabatiske gasskonstanten for luft er omtrent lik 1,4. Det absolutte luftrykket finnes ved å bestemme høyde på vannspeilet i luftputa og finne differansen til magasinvannstanden pluss atmosfærisk lufttrykk. Geometrien av luftputa har ingen påvirkning på funksjonen foruten at vannspeilarealet i luftputa må være over en minimumsstørrelse. Denne effekten er imidlertid

så liten at det kan neglisjeres for normal utforming av bergrom. Ved eventuell bygging av luftputekammer som sjakt med lite vannspeilareal i forhold til luftvolumet må denne effekten medregnes.

Grunnforhold

Som nevnt ovenfor finnes det en øvre grense for hvor langt unna turbinene luftputekammeret bør plasseres. Såfremt dette avstandskravet tilfredsstilles gjenstår det da å finne et område i bergmassen som er egnet for plassering av et uforet luftputekammer. For at et luftputekammer skal fungere som tiltenkt er det nødvendig å ha kontroll på luftlekkasjene. Slik kontroll oppnås ved å følge to hovedprinsipp, nemlig å ha kontroll på av bergmassens permeabilitet og å ha kontroll på trykkgradienten (Kjørholt, 1991):

a) Bergmassen må enten ha naturlig lav permeabilitet, alternativt må permeabiliteten reduseres til et akseptabelt nivå, i praksis ved injeksjon. Videre må man sørge for at bergets minste hovedspenning overstiger kammertrykket, hvis ikke kan trykket føre til åpning av sprekker med tilhørende økt permeabilitet.
b) Det må sikres en naturlig trykkgradient mot kammeret, enten ved at det naturlige grunnvannsnivået ligger høyere enn kammerets trykklinje, eller ved introduksjon av et kunstig vanntrykk i form av en vanngardin. Dette vil føre til innstrømning av vann mot kammeret som vil hindre luft fra å strømme ut.

For øvrig må bergmassen også være av tilstrekkelig god kvalitet slik at kammeret står stabilt ved de forutsatte driftsbelastninger over den planlagte levetiden.

Drift

Av de ti luftputekamrene som er bygget i Norge har ni fungert tilfredsstillende. Unntaket er luftputekammeret til Tafjord 5 kraftverk hvor man fikk pneumatisk splitting av berg og tilhørende luftlekkasjer som ble for store til å kunne kjøre normal drift (Brekke and Ripley, 1987). Her kjører man i dag uten luftputekammeret som medfører begrensing på lukketid og frekvensregulering. Dette har imidlertid vist seg å fungere tilfredsstillende ettersom kraftverket har Peltonturbiner og kan bruke deflektorene for å kompensere.

Kompressorene er en viktig komponent for drift av luftputekammer. Størrelse velges ut fra en optimalisering av fylletid og kostnadene for innkjøp og drift. Flere anlegg har valgt å kjøpe noen større lavtrykkskompressorer som fyller luftputa til et visst nivå, og noen høytrykkskompressorer som fyller siste rest og som brukes til å kompensere luftlekkasjer. Man kan også velge å leie inn kompressorer under fylling, og kun gå til innkjøp av kompressorene som er nødvendig for etterfylling ved lekkasjer.

Omfanget av luftlekkasjer i norske luftputekammer ble kartlagt av Kjørholt et al. (1992), og viste seg å variere stort, fra ingen lekkasje til 900 Nm^3/t (normale kubikk pr. time, dvs. volum fri luft). Det er også rapportert at selv når målinger og beregninger på forhånd har indikert lave lekkasjenivå, har betydelige luftlekkasjer oppstått (Pleym and Stokkebø, 1985). Videre viser det seg vanskelig å forutse hvordan luftlekkasjer vil migrere i bergmassens sprekkesystem, noe som ble godt dokumentert fra Osa vannkraftverk. Her opplevde man luftlekkasjer i terrenget på overflaten mer enn 600 m unna luftputen, dette selv om luftputen kun hadde 140 m vertikal overdekning (Edvardsson, 1985).

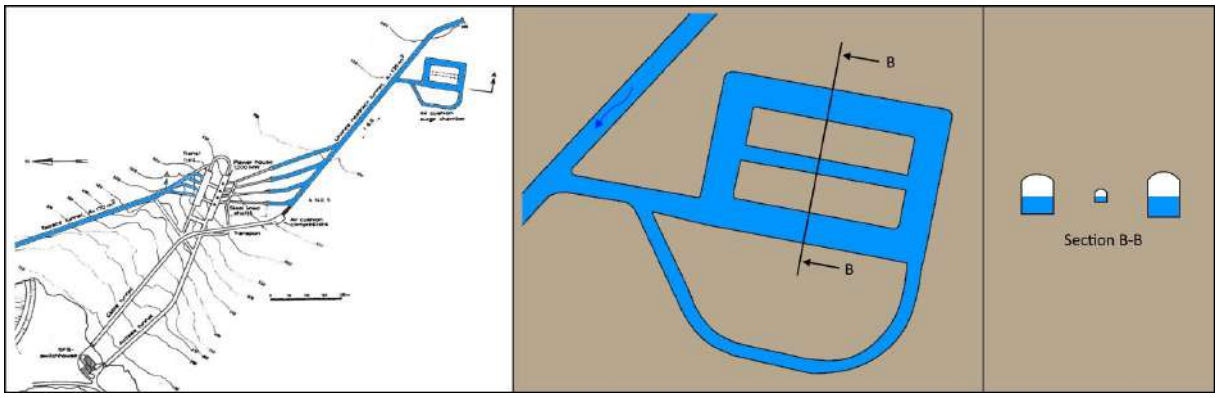
For flere av luftputene ble det opplevd luftlekkasjer større enn det som var hensiktsmessig å etterfylle, og det har da blitt utført utbedringstiltak i form av etterinjeksjon av bergmassen

eller installasjon av en vanngardin. En vanngardin består i prinsipp av borhull over og rundt luftputa hvor man pumper inn vann med trykk som overstiger lufttrykket. Dette medfører at luftlekkasjene ut erstattes av vannlekkasjer inn. Ettersom bergmassen har lavere transportkapasitet for vann enn for luft vil vannlekkasjene være akseptable i forhold til luftlekkasjene.

Da den nyeste luftputa ble bygget i Norge i 1989, ved Torpa kraftverk, installerte man vanngardin i byggefasen (Kjørholt et al., 1992). På Torpa er lufttrykket i luftputekammer 4,5 MPa mens overdekningen kun er 220 m. Likevel rapporteres det om at luftputa og vanngardinen fungerer godt etter snart 30 års drift.

EKSEMPEL FRA KVILLDAL KRAFTVERK

Kvilldal kraftverk ligger i Suldal kommune og er med sine 1 240 MW det kraftverket i Norge som har størst installert effekt. Kvilldal er også kjent for å ha verdens største luftputekammer med et kammervolum på 120 000 m³ (Walbø, 1982). Luften i kammeret er trykksatt til 4,2 MPa og det frie volum av denne luften er 3,2 m³. Kammeret er plassert 600 m oppstrøms kraftstasjonen og er i plan utformet som en rektangulær ringtunnel rundt en sentral pilar, se Figur 3. Vertikal bergoverdekning over kammeret er rundt 520 m.



Figur 3: Oversikt over de nedre deler av vannvegen tilhørende Kvilldal kraftstasjon, med detalj av luftputekammeret. Figur modifisert etter (Goodall, 1988).

Den endelige plassering av kammeret ble gjort etter grundige ingeniørgeologiske undersøkelser som omfattet kjerneboring, permeabilitetsmålinger og spenningsmålinger. Bergarten i det valgte området er en meget sterk migmatittisk gneis som ble vurdert som godt egnet for plassering av luftputekammeret (Goodall, 1988).

Til tross for de gode bergforholdene ble det etter første gangs luftfylling i 1981 klart at det var store luftlekkasjer, som dels skyldtes hydraulisk kommunikasjon med en nærliggende svakhetssone. De første målingene viste et lekkasjenivå på omkring 240 Nm³/t, betydelig høyere enn de beregnede 60 Nm³/t, og langt over hva som kunne aksepteres mht. installert kompressorkapasitet og driftskostnader forbundet med kompressordrift. Det ble derfor bestemt at vannvegen måtte tappes ned for å utbedre lekkasjene. Etter en vurdering av ulike løsninger, deriblant etterinjeksjon og installasjon av membran, ble det valgt en løsning med vanngardin, som viste seg å ha meget god effekt. Lekkasjene ble redusert til 10 Nm³/t etter installasjonen (Goodall, 1988). Systemet er imidlertid sårbart, noe som ble erfart i 1986 da et rørbrudd i vanngardinsystemet førte til stopp i infiltrasjonen. Som følge av denne stoppen steg

luftlekkasjene i løpet av tre uker tilbake til sitt opprinnelig nivå, og det ble nødvendig med en ny nedtapping for å utbedre bruddet.

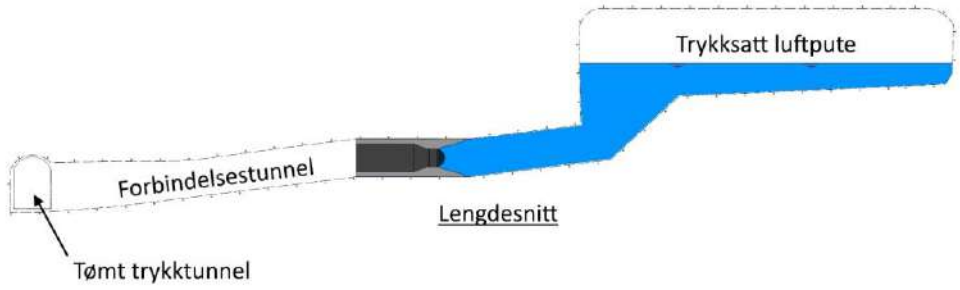
En utfordring for store luftputekamre som Kvilldal er den lange nedetiden forbundet med oppfylling av kammeret etter nedtapping. Eksempelvis tar det mellom 5-7 uker å fylle luftputen ved Kvilldal som rommer 3,1 mill. Nm^3 luft (Pleym, 2013). Denne nedetiden kan utgjøre et relativt stort tapspotensiale, spesielt dersom det av akutte årsaker viser seg nødvendig å tappe systemet på kort varsel.

TRE FORSLAG TIL NYE DESIGNGREP

For å redusere utfordringene forbundet med luftlekkasjer og lang tappe- og fylletid foreslås i det følgende tre designgrep. Forslagene er uavhengige av hverandre, og kan i prinsipp benyttes alene eller sammen ved bygging av nye luftputekamre. Forslag 1 anses i tillegg som aktuelt ved rehabilitering av eksisterende luftputekamre.

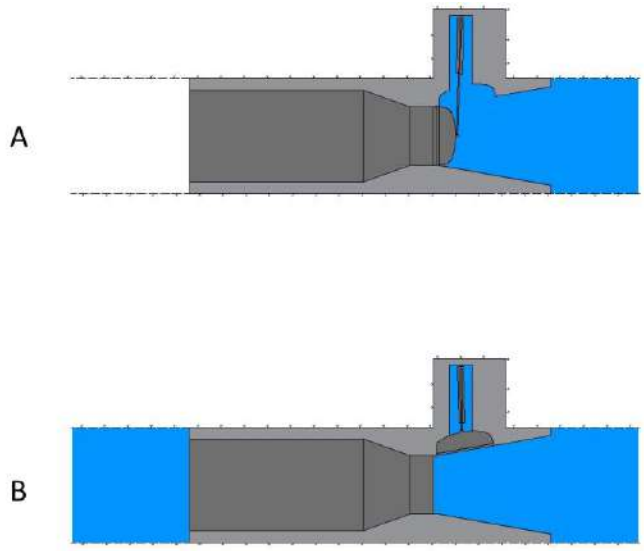
Forslag 1: Avstengning av kammeret

Det foreslås å utstyre forbindelsestunnelen mellom trykktunnelen og luftputekammeret med en plugg og tilhørende fjernstyrt lukkemekanisme. Slik kan man sørge for avstenging av kammeret ved behov, noe som kan gi betydelig redusert nedetid ved nedtapping av vannvegen siden man kunne holde luftputen trykksatt selv ved tømt vannveg. Samtidig kan en slik løsning kunne muliggjøre måling av lufttap ut av kavernen før idriftsettelse av anlegget. Videre vil en slik plugg fungere som en strupning som vil medføre et singulærtap under vannstrømning inn og ut av kammeret under drift. Slik strupning har vist seg å ha en positiv effekt på hydraulikken og reguleringsegenskapene til kraftverk, gitt at denne ikke blir for trang (Vereide et al., 2017). En skisse til en pluggløsning er presentert i Figur 4.



Figur 4: Prinsippskisse som viser plassering av plugg med stengeanordning mellom luftputekammer og trykktunnel.

Pluggen er utstyrt med en sidehengslet sirkulær stålport hvis portblad manøvreres ved hjelp av et hydraulisk stempel. Porten må designes slik at den tåler de store strømningskreftene under drift. Gitt en portdiameter på 5 m, som ville vært nødvendig for luftputekammeret ved Kvilldal, ville en hatt gjennomsnittshastigheter opp mot 14 m/s forbi porten. Porten måtte i åpen stilling stå helt i flukt med sideveggen, innfelt i en utsparing slik at vannet ikke får noen ujevnheter å ta tak i, som skissert i Figur 5B. Baksiden av porten må være plan, konstruert slik at porten normal er fylt med vann for å unngå oppdrift. Porten bør være stor nok til å tillate at mindre maskiner kan kjøre inn, for å ivareta behov for inspeksjon og tilkomst for utstyr ved eventuelle utbedringer i luftputa etter idriftsettelse.



Figur 5: Skissert løsning for åpne- og lukkemekanisme med hydraulisk stempel. Portbladet kan utformes med korbbogen (semielliptisk) profil.

Hydraulikksystemet bør utføres som rustfri vannservo, og må være svært robust. Arbeidstrykket i stempelet trenger i utgangpunktet ikke være høyt siden det kun skal opereres med utlignet vanntrykk. Likevel må stempelet ha kapasitet stor nok til å overvinne rustne hengsler. I midten av porten må det være et mannlokk med tappeventil for manuell tapping av luftputa. Porten bør videre kunne forrigles med bolter i lukket posisjon fra tunnelsiden når vannveien er tømt, slik at den ikke kan åpnes ved uhell under arbeid og inspeksjon i vannveien.

Et alternativ med en kuleventil heller enn en port har også blitt vurdert, men kostnadsmessig vil en løsning med sirkulær port være langt billigere enn en fullverdig kuleventil. Sistnevnte vil heller ikke være nødvendig siden lukkemekanismen ikke skal manøvreres under ensidig trykk eller under drift.

Sikkerhetsmessig er det to kritiske situasjoner som må unngås; (1) åpning av port under tømt vannvei og trykksatt luftpute, (2) stengning av port under drift. Førstnevnte kan forårsake drukning av stasjonen grunnet vann og luftinntrengning i tømt vannvei, mens sistnevnte vil koble luftputa fra det hydrauliske systemet og vil muliggjøre store trykkstøt og rørbrudd med fare for drukning av stasjonen. Utilsiktet åpning av luken ved fullt ensidig trykk er for øvrig svært usannsynlig da man ved 4,2 MPa trykk i luftputa får en samlet kraft virkende på luka som overstiger på 82 000 kN.

Uansett må stengefunksjon ha to uavhengige mekanismer som begge må aktiveres før manøvrering av porten. Eksempelvis en elektrisk lås pluss hydraulikk. Porten vil ikke kunne forrigles manuelt i åpen posisjon, men kan forrigles i lukket posisjon når vannveien er tømt.

Selve betongpluggen kan utformes med utgangspunkt i tradisjonelle dimensjoneringskriterier tilpasset luftputens dimensjonerende maksimaltrykk. I tillegg må man etablere en ekstra nisje hvor hydraulikkstempelet kan plasseres. Ettersom porten skal kunne svinges ut og inn må man enten ha et kulelager der selve stempelet skal opplagres, eller et kulelager på selve stålstaget.

Forslag 2: Forinjeksjon av kammeret

Med stadig skjerpede innlekkasjekrav og mange tunneler drevet under urbane strøk har det de senere år skjedd en betydelig utvikling av materialer, utstyr og injeksjonsteknikk. I Norge har denne utviklingen hovedsakelig foregått i tiden etter at de siste luftputekamrene i Norge ble bygget. Dette kan være en del av forklaringen for hvorfor det ikke er utført systematisk forinjeksjon ved noen av de norske luftputekamrene.

Systematisk forinjeksjon av kammeret vil kunne gi betydelig reduksjon av lufttap fra luftputekamre og tilhørende reduksjon i kostnader som følge av redusert behov for kompressordrift. Av den grunn bør systematisk forinjeksjon etter vår mening utføres som standard tiltak mot luftlekkasjer ved bygging av nye luftputekamre. Hvorvidt forinjeksjon kan redusere luftlekkasjene tilstrekkelig til at man kan slippe vanngardin der dette ellers ville vært nødvendig, vil man ikke vil få svar på før det testes ut i fullskala.

Et relevant eksempel som dokumenterer effekten av injeksjon mot lufttap er erfaringene fra injeksjon av luftputen tilhørende Osa kraftverk. Her ble det ved hjelp av omfattende etterinjeksjon oppnådd mer enn 90% reduksjon av luftlekkasjene, fra 900 Nm^3/t ned til omtrent 70 Nm^3/t. Siden injeksjonen ble utført som etterinjeksjon ble jobben både tidkrevende og svært kostbar, men viser like fullt at man ved injeksjon kan oppnå sterk reduksjon av lufttapet (Braathen et al., 1983). De reduserte luftlekkasjene tilsvarer en energibesparelse på nesten 1,5 GWh per år.

Det kan innvendes at injeksjon ikke er nødvendig i de tilfeller der berget er tett, men dette argumentet kan ikke tillegges særlig vekt siden man ikke med sikkerhet kan vite omfanget av luftlekkasje før kammeret er ferdig drevet og trykksatt. Derfor må man ta et valg, enten ta kostnaden for forinjeksjon med én gang, og slik redusere risiko for uakseptabelt høye luftlekkasjer, eller satse på at berget er tett nok, og akseptere kostnads- og tidskonsekvens hvis ikke. Siden sistnevnte alternativ i praksis har vært fremgangsmåten for alle luftputene i Norge, er det nyttig med en kort oppsummering av erfaringene fra disse prosjektene, basert på sammenstillingen i presentert i Kjørholt et al. (1992):

Tabell 1: Luftlekkasjer ved alle norske luftputekammer

Luftputekammer	Driftserfaring
Driva	Ingen luftlekkasje og ingen tettetiltak.
Jukla	Ingen luftlekkasje og ingen tettetiltak.
Oksla	Lekkasje < 5 Nm³/t, håndterbart med ordinær kompressordrift.
Sima	Lekkasje < 2 Nm³/t, håndterbart med ordinær kompressordrift.
Osa	Meget stor lekkasje på 900 Nm³/t. Dette krevde omfattende etterinjeksjon. Restlekkasjen på 70 Nm³/t håndteres av kompressorer.
Kvilldal	Lekkasje på 240 Nm³/t som krevde tømming og installasjon av vanngardin. Restlekkasjen er rundt 10 Nm³/t.
Tafjord	Lekkasje som ble forårsaket av pneumatisk jekking av berg. Kammeret er av denne grunn p.t. ikke i drift.
Brattset	Lekkasje på 11 Nm³/t. Lekkasjen er håndterbar med ordinær kompressordrift.
Ulset	Ingen luftlekkasje og ingen tettetiltak.
Torpa	Ingen lekkasje siden kammeret ble utstyrt med vanngardin i byggefase. Uten vanngardin er lekkasjenivået 400 Nm³/t.

Det var altså kun ved tre av de ti luftputekamrene hvor berginjeksjon åpenbart ikke hadde vært nyttig. Ved de øvrige, unntatt Tafjord hvor lufttap skyldes pneumatisk jekking, mener vi det er sannsynlig at man kunne oppnådd betydelig reduksjon av lufttapet dersom systematisk forinjeksjon hadde blitt utført.

Kostnadene forbundet med systematisk forinjeksjon vil kunne variere stort, avhengig av grunnforhold og hvilket injeksjonsopplegg som velges. Det kan likevel være hensiktsmessig å synliggjøre en omtrentlig meterpris på ferdig injisert luftputekammer slik at kraftverkseiere enklere kan vurdere om forinjeksjon kan svare seg økonomisk i et prosjekt. Vårt prisestimat baseres på følgende:

- sementbasert injeksjon med nødvendige tilsetningsstoff (SP og mikrosilika)
- senteravstand injeksjonshull 0,75 m rundt periferien
- ingen hull i såle og under kammerets laveste vannspeil
- skjermlengde = 23 m, overlapp mellom naboskjermer = 8 m
- det benyttes en moderne injeksjonsrigg med to-tre injeksjonslinjer
- sementforbruk pr. løpemeter: 1 000–1 700 kg (avhengig av tverrsnitt)

Sementforbruk pr. løpemeter vil kunne variere svært mye avhengig av flere forhold som bergmassens oppsprekking, bergartstype og hvilke stoppkriterier som benyttes. I vårt estimat er det anslått et forbruk tilsvarende 400 kg sement pr. hull, valgt basert på erfaringstall fra flere større injeksjonsjobber.

Med dette utgangspunktet og prisdata basert på kontraktspriser fra flere større injeksjonsjobber de siste ti år presenterer vi i Tabell 2 et estimat på løpemeterprisen for forinjeksjon ved ulike tverrsnittsareal på luftputekammeret.

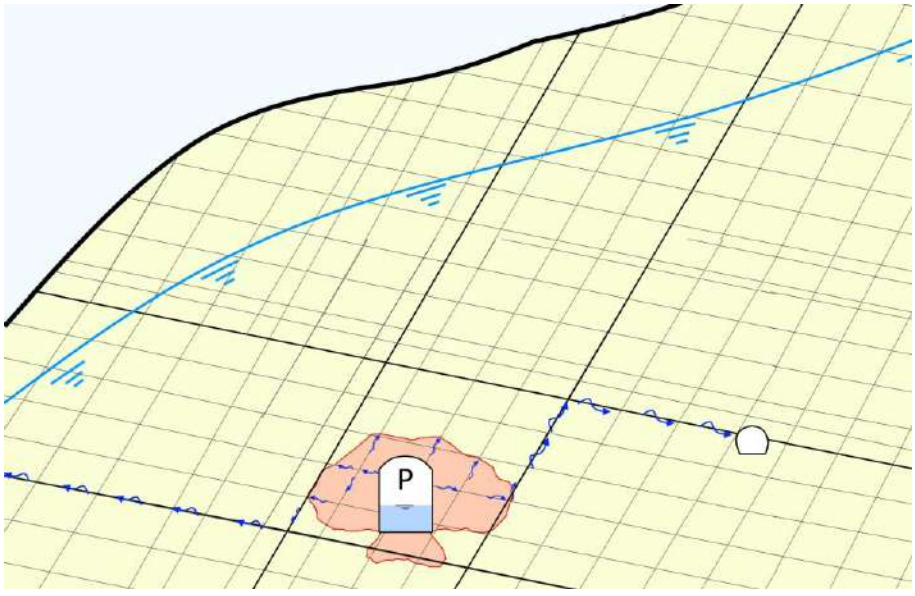
Tabell 2: Injeksjonskostnader, estimert løpemeterpris for ulike tverrsnittsareal.

Kammertverrsnitt	Forinjeksjon, løpemeterpris	Priseksempel
90 m²	11 000 kr/m	Torpa: 1,5 mill. kr (L = 133 m)
170 m²	17 000 kr/m	Sima: 1,0 mill. kr (L = 55 m)
260 m²	21 000 kr/m	Kvilldal: 6,7 mill. kr (L = 320 m)

Fordelen med forinjeksjon er altså at risikoen for uakseptabelt store luftlekkasjer reduseres. Hvorvidt injeksjonsinnsatsen kan forsvares økonomisk må vurderes fra prosjekt til prosjekt ut fra injeksjonskostnad vurdert opp mot utgifter til kompressordrift og kostnadene forbundet med eventuelt behov for tettetiltak etter første luftfylling.

Forslag 3: Endret utforming av kammeret

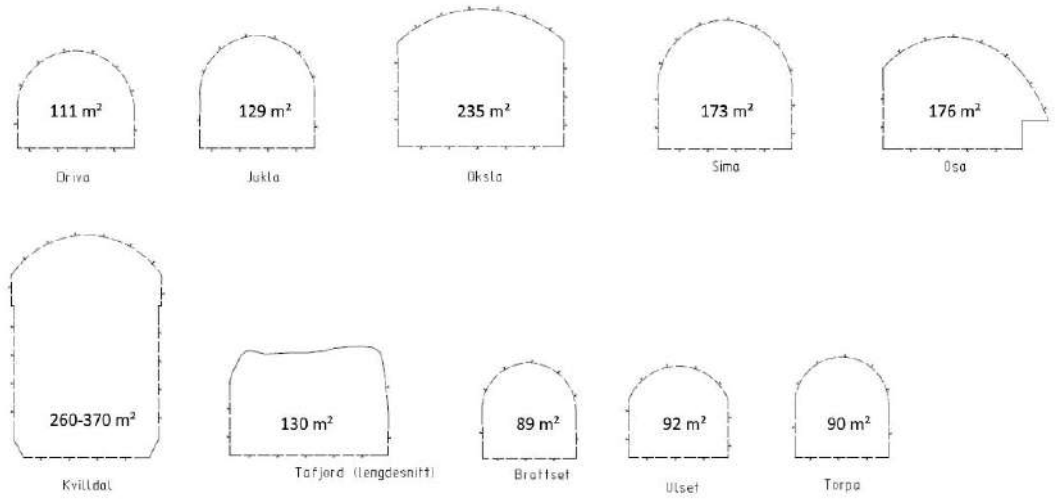
Med hensyn til lufttap er også utforming av luftputekammeret relevant siden formen har direkte innvirkning på innspenningen rundt bergrommet. Grad av innspenningen kan benyttes som indikator på bergmassens permeabilitet siden permeabiliteten generelt vil reduseres ved økende innspenning. Dette skyldes økende normalspenning på sprekkene som vil redusere arealet tilgjengelig for luft- eller vannstrøm i berget (Lamas et al., 2014). Av den grunn vil det være fordelaktig å velge en utforming av bergrommet som gir den beste innspenningen, og dermed lavest permeabilitet, rundt rommet. I motsatt fall kan potensialet for luftlekkasjer øke da trykkluften i kammeret enklere vil kunne etablere hydraulisk kommunikasjon med omkringliggende permeable strukturer i bergmassen utenfor sonen som er spenningspåvirket av bergrommet, slik det er forsøkt skissert i Figur 6.



Figur 6: Skjematisk visualisering av en tenkt sone med redusert innspenning rundt konturen (lys rød) hvor normalspenningen på enkelte sprekker (grå streker) er redusert slik at permeabiliteten blir tilstrekkelig høy til at lekkasje ut til de mer permeable strukturene (sorte linjer) muliggjøres.

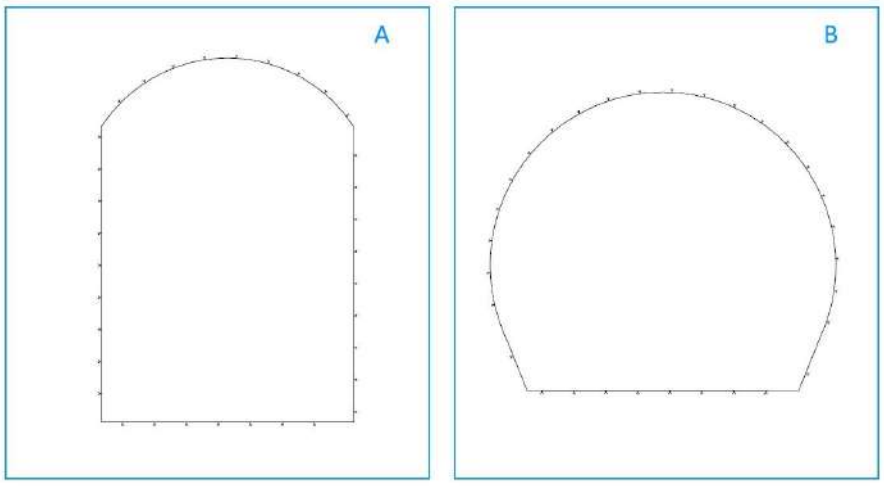
De fleste norske luftputekamrene er utformet med rette vegger og kurvet heng, som vist i Figur 7. En slik utforming, som fra et anleggsteknisk og stabilitetsmessig perspektiv synes være en rasjonell utforming, er ikke nødvendigvis optimal for å sikre best mulig innspenning

langs bergkonturen, siden det ved høye rette vegger lettere vil kunne dannes soner med liten innspenning.



Figur 7: Tverrsnittsutforming for norske luftputekammer basert på Kjørholt (1991). Merk at det for Tafjord kun har vært mulig å oppdrive lengdesnitt av kammeret, men det er tverrsnittsareal som angis i figuren. Det noe uvanlige tverrsnittet ved Osa skyldes at kammeret etter driving ble strosset ut for å øke kammervolumet.

For å illustrere hvilken effekt tverrsnittsutformingen har, er det gjort en sammenligning av spenningsfordelingen rundt to ulike tverrsnitt; (A) luftputen ved Kvilldal, og (B) et tilsvarende stort tverrsnitt men med en mer gunstig utforming mht. innspenning, se Figur 8.



Figur 8: Forenklet tverrsnitt fra luftputen ved Kvilldal (A) og en alternativ avrundet utforming med det samme tverrsnittsarealet (B).

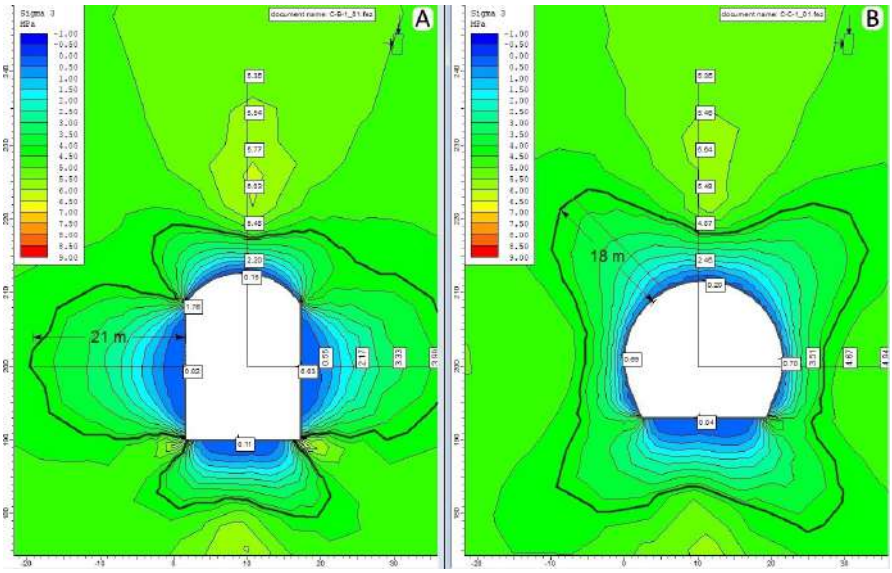
Spenningsfordelingen rundt disse to tverrsnittene har blitt analysert ved hjelp av numerisk modellering med programvaren RS², versjon 9,025 fra Rocscience. Som input i modellene er spenningsnivået fra Kvilldal benyttet, som dokumentert i Berge and Myrvang (1975).

Det ble kjørt ulike modeller både med og uten simulering av skadesone (EDZ) rundt kammeret, samt med kontinuerlige og diskontinuerlige modeller, dvs. analyser med og uten

sprekker i modellen. Siden alle variasjoner viser de samme tendensene vil vi her kun presentere resultatene fra de kontinuerlige modellene, se Figur 9.

Den numeriske analysen viser hvordan det i retning av minste hovedspenning dannes en sone med redusert innspenning rundt bergrommene, og at denne sonen er størst for tilfellet med høye rette vegger. Den sorte isolinjen i Figur 9 indikerer grensen der kammertrykket ved Kvilldal (4,2 MPa) balanserer bergets minste hovedspenning. Linjen fungerer slik som en indikator på hvor langt ut kammertrykket teoretisk kan bidra til å åpne ugunstig orienterte sprekker.

Det kan bemerkes at grad av innspenning er retningsavhengig, og at det som følge av største hovedspenning også vil oppstå områder med stor spenningsoppkonsentrasjon rundt konturen. Slike områder er imidlertid mindre relevante når det er normalspenningen på ugunstig orienterte sprekker som er fokus, dvs. sprekker som står nær normalt på minste hovedspenning.



Figur 9: Plott av σ_3 for de ulike tverrsnittsutformingene under ellers identiske forhold

Fra modelleringsresultatene er det spesielt to forhold som trer klart frem, nemlig at sonen med lav innspenning rundt periferien er større for tverrsnitt A, og strekker seg samtidig lengre ut enn for tverrsnitt B. Dette viser det kjente forhold at tverrsnittsutformingen har mye å si for spenningsfordelingen, og dermed permeabiliteten, rundt kammeret. Som det fremkommer tydelig i Figur 9A er det spesielt de høye rette veggene som forårsaker de største områdene med dårlig innspenning, mens et kurvet profil gir klart bedre innspenning.

Den presenterte modellen viser kun den todimensjonale situasjonen, men prinsippet om å sikre jevn og høy innspenning rundt kammerets kontur gjelder generelt. Av den grunn vil det også være fornuftig å utforme luftputekamrene som enkeltstående bergrom med rettlinjet lengdeakse uten nisjer og andre tverrsnittsendringer.

MULIGHET FOR OPPGRADERING AV KVILLDAL

For luftputekammer hvor man i dag har utfordringer knyttet til lang fylle- og tømmetid vil det være mulig å etterinstallere en lukkemekanisme som beskrevet i denne artikkelen. Dette anses

som en interessant mulighet for Kvilldal kraftverk, og i det følgende beskrives et forslag til utførelse og en beregning av kostnader og lønnsomhet.

Anleggsteknikk

For å etablere betongplugg og port i tilkoblingstunnelen mellom tilløpet og luftputen må vannveien tømmes og forberedende tiltak gjøres i tilkoblingstunnelen. De forberedende tiltak vil, foruten eventuelle oppgraderinger av målesystemene i luftputa bestå av to hovedgrep:

- Injeksjon av bergmassen både rundt den fremtidige pluggen og der avstanden mellom kammeret og tilløpstunnelen er på sitt korteste, i kammerets nordøstre hjørne.
- Etablering av nisje for hydraulikkstempel.

Når disse forberedende arbeider er ferdigstilt kan arbeid med port og plugg påbegynnes, etter tradisjonelle prinsipp for høytrykksplugger i Norge. Sentrale aktiviteter vil være:

- Detaljert støpeplan, unngå horisontale støpeskjøter om mulig, minimer temperatursvinn.
- Komplett oppfylling av betong i heng.
- Grundig kontaktinjeksjon.

Økonomi

Et kostnadsestimat for etterinstallering av lukkemekanisme på Kvilldal er oppsummert i Tabell 3. Lønnsomheten av tiltaket kommer fra reduksjon av utetid grunnet reduksjon av tømme- og fylletid for luftputa, samt for reduksjon av kostnadene for å fylle luftputa med luft. Byggekostnadene kommer fra arbeidet som beskrevet i forrige avsnitt. Det er forutsatt at installasjonen foregår under en nedtapping som man uansett må gjennomføre av andre årsaker, og at installasjonen ikke medfører økt tømme-, fylle- og utetidskostnader.

Tabell 3: Kostnadsestimat for etablering av lukkemekanisme

Komponent	Kostnad
Lukekasse og port	3,3 mill. kr
Lukkehydraulikk og kontrollsystem	2,0 mill. kr
Sprengningsarbeider	0,2 mill. kr
Betongarbeider	2,0 mill. kr
Byggherrekost og prosjektering	1,0 mill. kr
Sum	**8,5 mill. kr**

Ved Kvilldal kraftverk brukes det normalt 8 dager på tømming og mellom 5-7 uker på fylling av luftputa. Tilsvarende for åpent svingekammer ville vært anslagsvis 3 dager og 5 dager, som gir at luftputa forårsaker 5-7 uker ekstra utetid avhengig av kompressorkapasitet. Man kan imidlertid starte to maskiner (620 MW) allerede etter noen uker og tre maskiner (930 MW) noen uker deretter igjen. Som et anslag videre bruker man at luftputa forårsaker 20 dager full utetid sammenlignet med åpent svingekammer.

Det er utfordrende å kvantifisere utetidskostnadene grunnet variasjon i hydrologi og kraftmarkedet. En slik lang utetid planlegges alltid til det historisk mest gunstige tidspunktet

for en utetid, og oppstrøms Kvilldal ligger det store flerårsmagasiner, blant annet Blåsjø, Norges største magasin, som reduserer faren for flomtap. Dersom man som et anslag deler gjennomsnittlig årsproduksjon for Kvilldal (3 TWh) på antall dager i et år (365 dager) får man omtrent 8 GWh/dag som gjennomsnittsproduksjon. Gjennomsnittlig produksjon for de 20 dagene ville da blitt 160 GWh. Man forventer ikke at disse 160 GWh forsvinner som flomtap, men man kan forvente at disse må selges til en dårligere pris. Dersom man antar et inntektstap på 0,05 kr/kWh for 160 GWh tilsvarer dette 8 mill. kr. For å inkludere alle kraftinntekter slik som frekvenstjenester og regulerkraft antas det videre et inntekstap på 10 mill. kr som utetidskostnader for 20 dagers nedtapping av Kvilldal kraftverk.

Fylling av luft i luftputa på Kvilldal foregår med noen kompressorer som opereres på diesel og noen på strøm. Som en forenkling antas det videre at alle kompressorene drives på strøm, og at det forbrukes 200 Wh/Nm^3 for luftkomprimering til 4,2 MPa. En full luftlomme i Kvilldal inneholder 3,2 mill. Nm^3 med luft, noe som gir at man trenger 650 MWh for å fylle den. Med en kraftpris på 0,3 kr/kWh blir det en kostnad på omtrent 200 000 kr. Flere av kompressorene på Kvilldal må leies inn til fyllingen, og leiekostnaden estimeres til 300 000 kr. Basert på antagelsene over estimeres kostnaden for en tømme- fylleprosedyre for luftputa på Kvilldal kraftverk til 10,5 mill. kr.

I perioden fra idriftsettelse i 1981 til 2012 ble vannveien til Kvilldal tømt fire ganger. To av disse skyldtes rehabiliteringsarbeider i luftputa. Under normale omstendigheter kan man forvente at en vannvei til et så viktig kraftverk som Kvilldal ikke tømmes oftere enn hvert 15 år.

I det følgende gjøres en nåverdiberegning for innvestering i lukkemekanisme på Kvilldal kraftverk. Det antas 60 års levetid med fire nedtappinger, avkastningskrav på 5%, investeringskostnad på 8 mill. kr. Det forutsettes at installasjonen utføres i sammenheng med en uansett gjennomført nedtapping som ikke medfører ekstra utetid. En slik nåverdiberegning resulterer i en nåverdi på 0,1 mill. kr. Det konkluderes basert på denne enkle beregningen at det er en marginal lønnsomhet i å etterinstallere en lukkemekanisme i Kvilldal kraftverk. Lønnsomheten avhenger imidlertid av forventede utetidskostnader som er vanskelig å estimere.

Dette regneeksempelet inkluderer ikke uforventede akutte behov for nedtappinger, og andre positive effekter fra installasjon av lukkemekanisme, som bedrede reguleringsegenskaper som følge av strupning. I sum vil det dermed kunne bli mulig å argumentere for installasjon av en slik lukkemekanisme i Kvilldal kraftverk.

TAKK TIL

Først vil vi takke Statkraft for å ha gitt oss muligheten til å bruke Kvilldal som eksempel for vurdering av disse nye designgrep for luftputekammer. En stor takk også til Rainpower som tålmodig har diskutert ulike tekniske løsninger for etablering av stengeanordninger for avstengning av luftputen, og Atlas Copco for prisinformasjon for kompressorer. Vi takker også HydroCen som har muliggjort dette arbeidet som en del av aktiviteten i forskningssenteret.

REFERANSER

BERGE, I. & MYRVANG, A. 1975. Spenningsmålinger ved Ulla-Førreverkene, Kvilldal kraftstasjon. Unpublished: Bergmekanikklaboratoriet, NTH.

BOTNEN, L., JENSSEN, H. E., VOGT-SVENDSEN, C. & HAUGE, V. 2008. *Vannkraftanlegg : naturlige forutsetninger og utstyr i vannveien,* Oslo, Elforlaget.

BRAATHEN, S., EDVARDSSON, S. & STRØMME, E. Tetting av luftputekammer ved Osa kraftverk. *In:* NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK, F., ed. Fjellspregningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen, 1983 Oslo.

BREKKE, T. L. & RIPLEY, B. D. 1987. Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts. Berkeley, California: University of California, Berkeley.

CHAUDHRY, M. H. 1987. *Applied hydraulic transients,* New York, Van Nostrand Reinhold.

EDVARDSSON, S. 1985. Excavation and leakage control of inlined air cushion surge chamber at the Osa Hydroelectric Plant. *In:* BERGH-CHRISTENSEN, J., BROCH, E. & LIEN, R. (eds.) *Norwegian Hydropower Tunnelling.* Trondheim: Tapir.

GOODALL, D., KJØRHOLT, H. 1988. Documentation of the Kvilldal Air Cushion Surge Chamber. Trondheim, Norway: SINTEF.

HU, J., SUO, L., ZHANG, J. & FANG, J. 2008. Advance in research on air cushion surge chamber in hydropower plant.

KJØRHOLT, H. 1991. *Gas tightness of unlined hard rock caverns.* 1991:34, Norges tekniske høgskole.

KJØRHOLT, H., DAHLO, T. & BROCH, E. 1992. Geotechnical design of air cushion surge chamber. *In:* BROCH, E. & LYSNE, D. K. (eds.) *Hydropower '92 : proceedings of the 2nd International Conference on Hydropower.* Rotterdam: A. A. Balkema.

LAMAS, L., LEITÃO, N., ESTEVES, C. & PLASENCIA, N. 2014. First Infilling of the Venda Nova II Unlined High-Pressure Tunnel: Observed Behaviour and Numerical Modelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering,* 47**,** 885-904.

PLEYM, A. 2013. Luftputekammer i vankraftverk - driftserfaringer (I).

PLEYM, A. & STOKKEBØ, O. 1985. Operational Experience With The Air Cushioun Surge Chamber At Kvilldal Power Station. *In:* ASSOCIATION, N. S. A. R. E. (ed.) *Norwegian Hydropower Tunnelling.* Trondheim, Norway: Tapir Publishers, University of Trondheim.

RATHE, L. 1975. An innovation in surge-chamber design. *Water Power & Dam Construction***,** 244-248.

RØSE, T. E., KOKSÆTER, A., DALSVIKEN, K., SKUNCKE, O., BØRRESEN, B. & VEREIDE, K. 2018. Design of an ACSC for Upper Kon Tum HPP. *Asia2018.* Danang, Vietnam.

STATNETT SF 2012. Funksjonskraf i kraftsystemet (FIKS). *In:* RUE, Ø. (ed.). Norge.

SVEE, R. 1972. *Surge chamber with an enclosed, compressed air-cushion / R. Svee,* Cranfield, BHRA Fluid Engineering.

THOMA, D. 1910. *Zur Theorie des Wasserschlosses : bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen,* München, R. Oldenbourg.

VEREIDE, K., SVINGEN, B., NIELSEN, T. K. & LIA, L. 2017. The Effect of Surge Tank Throttling on Governor Stability, Power Control, and Hydraulic Transients in Hydropower Plants.

VIK, G. 1981. Lekkasje fra luftputekamre. *Fjellspregningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen.* Trondheim: Tapir.

WALBØ, S. 1982. Air cushion surge chamber in Kvilldal power plant the Ulla-Førre development. *In:* BERGH-CHRISTENSEN, J. (ed.) *Norwegian Hard Rock Tunnelling.* Trondheim: Tapir.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

MOLGICËDEMNINGEN (ALBANIA) – PÅGÅENDE DAMFOTINJEKSJON I UTFORDRENDE GRUNNFORHOLD

Moglicë dam (Albania) – Ongoing curtain grouting in challenging ground conditions

Magnus A. Sørensen, Sivilingeniør, Multiconsult
Anne Hommefoss, Sivilingeniør, Multiconsult

SAMMENDRAG

Moglicëdemningen er lokalisert i Albania, og er en fyllingsdam med asfaltkjerne som blir en av de høyeste i verden av sitt slag. Prosjektområdet består av dels komplekse grunnforhold, og byr på anleggstekniske utfordringer. Injeksjonsmetodikken er kontinuerlig optimalisert. Gjeldende metodikk er nå:

- Tilpasset GIN-injeksjon i det høyre vederlaget
- Tube-A-Manchette-injeksjon (TAM) i det øvre venstre vederlaget.

SUMMARY

The Moglicë Dam, located in south-eastern Albania, is a rock fill dam with an asphalt core. Moglicë Dam will be one of the world's tallest of its kind. The project area consists of partly complex ground conditions, which contribute to on-site construction challenges. Grouting methods have been continuously optimised for these conditions. Current methodologies in use are:

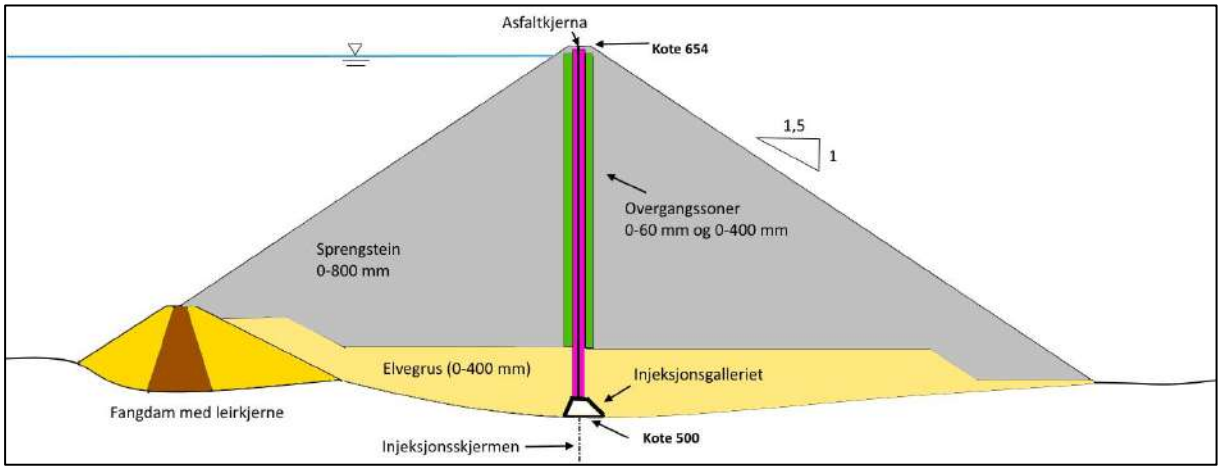
- Adjusted GIN-method in the right plinth
- Tube-a-manchette (TAM) in the upper left abutment.

INNLEDNING

Moglicëdemningen er en pågående kraftverksutbygging i Albania. Lokalisert sørøst i Albania, langs elva Devoll, se figur 1. Moglicë er en del av vannkraftprosjektet Devoll, som foruten Moglicë består av Banja kraftverk. Devollprosjektet vil ha en totaleffekt på ca. 256 MW, hvor Moglicë står for 184 MW. Anleggene vil til sammen ha en årsproduksjon på 703 GWh, hvilket vil øke den albanske kraftproduksjonen med ca. 17% (Statkraft, 2018).

Figur 1: Moglicëdemningen, lokalisert sørøst i Albania. Hentet fra Google Maps.

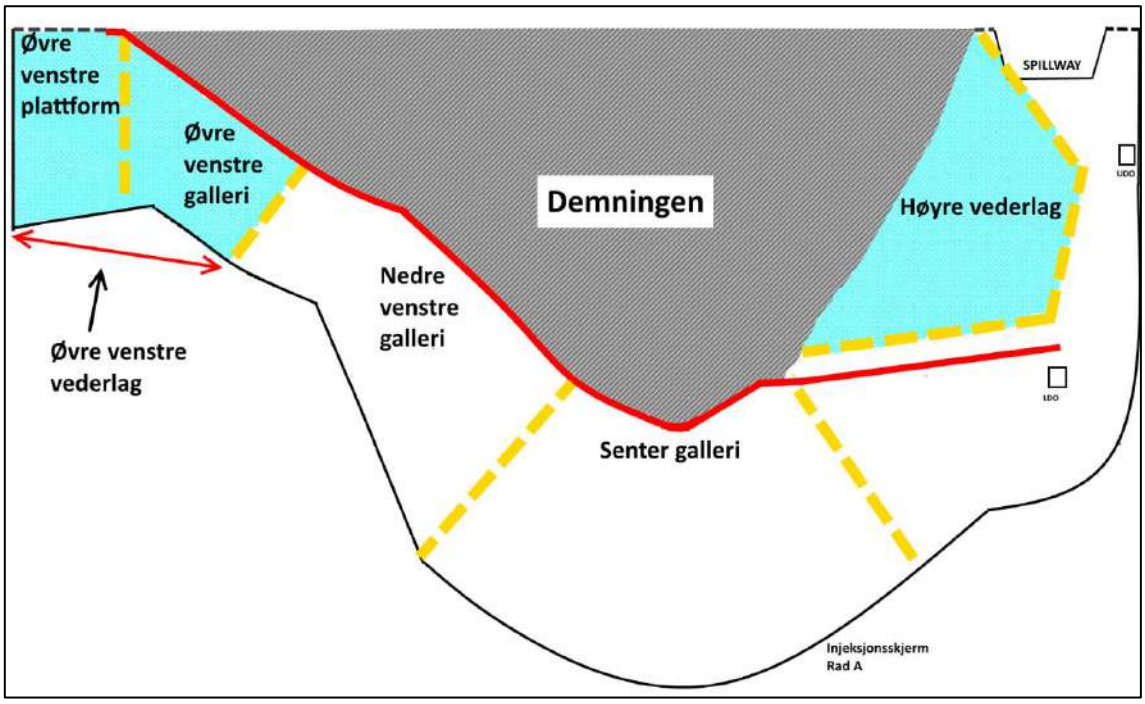
Demningen i Moglicë er en 167 m høy fyllingsdam med asfaltkjerne, og blir blant de høyeste i verden av sitt slag, se figur 2 og figur 4 for snitt og oversiktsbilde. I tillegg til demningen består Moglicëprosjektet av flere konvensjonelt drevene tunneler, Albanias første TBM tunnel og kraftstasjon i berg.



Figur 2: Tverrsnittskisse over dammen.

Byggherre og eier er Statkraft. Hovedentreprenøren er Limak AGE (Joint venture) og ÅF Consulting Sveits er designer. Multiconsult bistår oppfølgingen av injeksjonsarbeidene av damfoten i Moglicë som en integrert del av Statkrafts byggherreorganisasjon.

Denne artikkelen vil fokusere på øvre venstre vederlag og høyre vederlag, og gi en kort oppsummering av injeksjonsmetodene og hvordan disse er optimalisert underveis i byggefasen basert på grunnforholdene og injeksjonserfaringer. Se figur 3 for områdeoversikt. Merk at arbeidene pågår fortsatt så endelige resultater og konklusjoner kan derfor ikke fremstilles per nå.



Figur 3. Skisse over de ulike injeksjonsområdene i dammen sett i nedstrøms retning. Artikkelen fokuserer på de blåmarkerte områdene.

Øvre venstre vederlag består av svært varierende og generelt dårlige grunnforhold med varierende permeabilitet fra tett til svært permeabelt. Med hensyn til damfotinjeksjonen er det her hovedutfordringen ligger.

Utfordringen med høyre vederlag er at injeksjonen utføres i et svært bratt vederlag, ca. 60^{o} helning. Her er det ikke et injeksjonsgalleri, og som følge av dette er det kritisk å få tettet bergmassivet før damfyllingen. Grunnforholdene er mer oversiktlige her og består generelt av kompetent berg. Bergmassen er gjennomsatt av relativt systematisk åpne sprekker, som krever høyere orden injeksjonshull for å oppnå tilfredsstillende tetting av vederlaget.

Figur 4: Oversiktsbilde av anlegget, oppstrøms retning. Tatt 5. August 2018. Venstre vederlag er til høyre på bildet.

GEOLOGI

Damområdet ligger i en dal som hovedsakelig består av konglomerat, samt andre sekvenser av flysch: inkludert sand-, silt- og leirstein. De geologiske forholdene er til dels komplekse, spesielt i det øvre venstre vederlaget.

Artikkelen vil gå noe nærmere inn på geologien i kapitlene for det høyre- og øvre venstre vederlag.

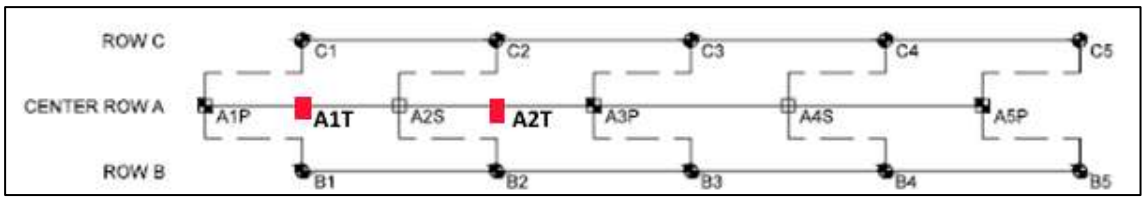
DAMFOTINJEKSJON

Damfotinjeksjon utføres for å redusere in-situ permeabilitet i bergmassen under og nær demningen. Dette gjøres av hensyn til stabilitet, som å forhindre intern erosjon, og av økonomiske hensyn.

Permeabilitetskravene for bergmassen under demningen er Lugeonbasert: (AFC, 2016a):

- 0 – 15 m dyp: 3 Lu (Lugeon)
- 15 – 50 m dyp: 5 Lu
- >50 m dyp: 8 Lu

Damfotinjeksjon i Moglicë utføres i 3 parallelle rader (A, B og C) i og langs damaksen, se figur 5. Injeksjonshullene i ytterradene, B- og C, er opptil 20 m lange, foruten i det venstre vederlaget hvor de bores til samme dyp som A-raden. B- og C-radene injiseres i forkant av hullene i den innerste raden, rad A. A-raden er hovedinjeksjonsskjermen og ligger i samme akse som asfaltkjernen. Injeksjonshullene i rad A er opptil 100 m dype i senter galleri, se figur 6. Injeksjonshullene injiseres generelt i 5 m intervaller etter fullført boring (*ascending stage grouting*).

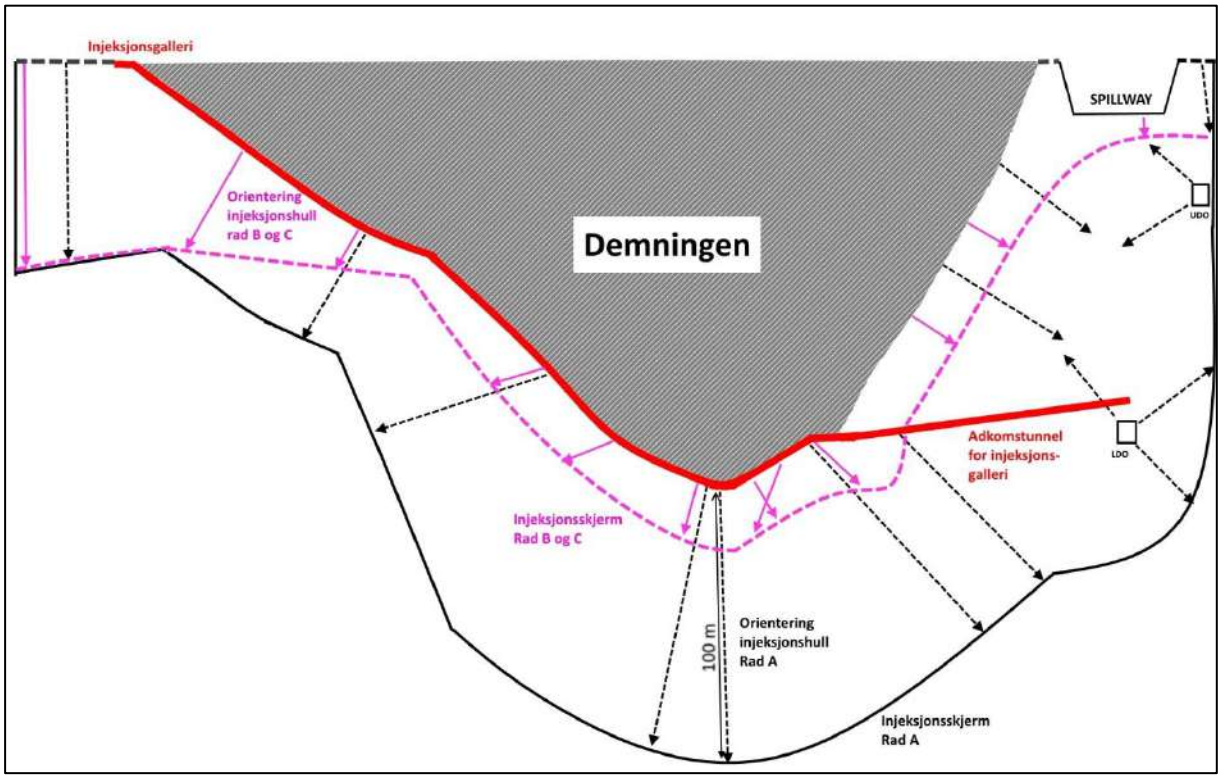


Figur 5: Oversiktsfigur over injeksjonsradene. «P» indikerer primærhull, «S» indikerer sekundærhull og «T» Tertiærhull. Avstanden mellom primær- og sekundærhull er 3 m. Modifisert fra. (AFC, 2016a).

Injeksjon utføres i et «Split-spacing»-system: Primærhullene injiseres først og dernest sekundærhullene. Avstanden mellom primær- og sekundærhull er 3 m. Områdene nær et S-hull vil da allerede være injisert av to primærhull. Behovet for ytterligere injeksjon vurderes ut fra injeksjonsresultater fra sekundærhullet. Dersom det er nødvendig med ytterligere injeksjon, instrueres to tertiærhull (T) på hver side av sekundærhullet, se figur 5. Videre vurderes resultatene fra tertiærhullene, og ved behov instrueres høyere orden hull med de samme prinsippene som nevnt i punktene under (kvartær etc.). Hull av høyere orden utføres kun i A-raden.

Behovet for høyere orden hull vurderes utfra resultater i hvert injeksjonsintervall. Parameterne som vurderes er:

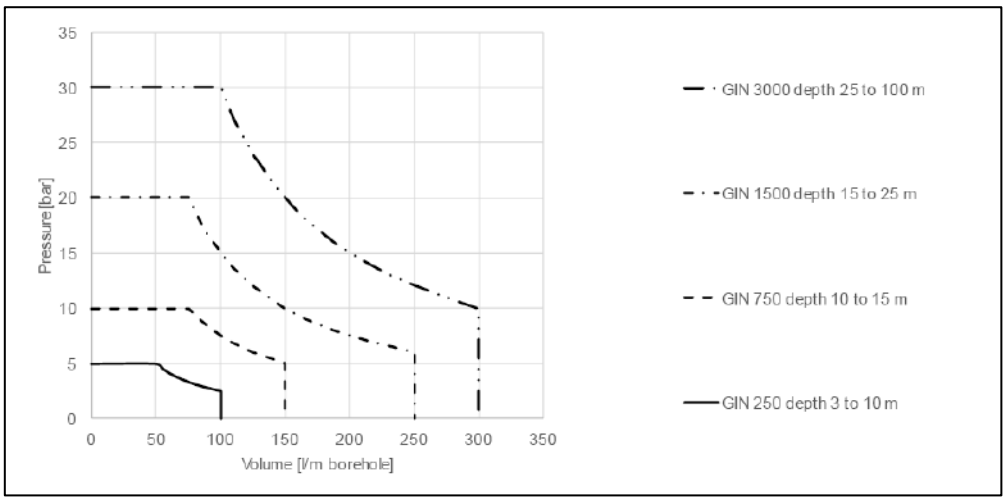
- Injeksjonsmengder (lt/m)
- Oppnådd sluttrykk (bar)
- Oppnådd injeksjonsstrømning (lt/min).



Figur 6: Skisse som viser dybden av injeksjonsskjermene langs damaksen. Sort linje indikerer dybden til A-raden, den lilla stiplede linjen viser dybden til B-/C-hullene og rød linje marker injeksjonsgalleriet og adkomsttunnelen til galleriet.

Injeksjonsmetodikk

Bergmasseinjeksjonen utføres etter GIN prinsippene (Lombardi & Deere, 1993), og ulike trykk og volumkriterier gjelder langs borehullene, se figur 7.



Figur 7: De opprinnelige GIN-verdiene var benyttet i Moglicë (AFC, 2016a).

Opprinnelig ble følgende injeksjonstrykk (P_{eff}) benyttet i damfotinjeksjonen:

- 0 – 3 m dyp: 2 Bar
- 3 – 10 m dyp: 5 Bar
- 10 – 15 m dyp: 10 Bar
- 15 – 25 m dyp: 20 Bar
- >25 m dyp: 30 Bar

P_{eff} inkluderer vekten av sementen, innvirkning av grunnvannsstanden samt det påførte trykket. På ett dypere og brattere injeksjonsintervall vil vekten av injeksjonsmassen ha et stort bidrag på P_{eff} og det påførte trykket vil da følgelig gi et lavere bidrag.

Når en injeksjonsrunde starter og avsluttes injiseres det med lav strømning, maks 5-10 lt pr min. Dette for å forhindre en brå trykkoppbygning, som kan føre til at bergmassen jekkes. Injeksjonsstrømmen økes opp til 20 lt/min dersom ikke trykkoppbygging observeres. I noen hull er det registrert surklingslyd og grunnen sluker til seg injeksjonen, da er det bare å fylle på uten noen særlige begrensninger.

Trykk, volum og strømning overvåkes og delvis kontrolleres under injeksjonsarbeidene ved hjelp av en Jean Lutz sensor, de figur 8. Blant annet kan GIN-verdiene stilles inn på sensoren for å genere ønskede GIN-kurver. Sensoren stoppes når GIN-kurven nås. Sensoren produserer også tekstfiler som benyttes i injeksjonstolkingen.

Figur 8: Venstre bilde er av sensoren. Til høyre: Nærbilde av Jean Lutz-skjermen fra et injeksjonsintervall fra 92-97 m.

I alle seksjoner foruten øvre venstre vederlag (og deler av nedre venstre vederlag) benyttes GIN-injeksjon. Hvor ikke GIN benyttes er injeksjonsmetodikken tilpasset de utfordrende grunnforholdene.

Injeksjonsresepter

Hovedsakelig er mikrosement med superplastiserende tilsetningsstoffer (SP-stoffer) benyttet i injeksjonen, med v/c-tall fra 1-0,8.

Dersom det ikke observeres trykkoppbygging med mikrosement byttes det til industrisementbasert resepter (OPC). For å fylle opp større hulrom/sprekker i grunnen er industrisementreseptene tilsatt bentonitt (som stabilisator) brukt, og noen resepter er tilsatt både

sand 0-2mm og bentonitt. Dette er ikke vanlig i Norge, men det ble vurdert som hensiktsmessig her da entreprenøren hadde erfaringer med denne typen resepter.

Lugeon

Permeabilitetskravet i damfoten vurderes etter Lugeonverdier. Lugeontestene utføres ved 5 ulike steg med forskjellig trykk (Houlsby, 1976):

Steg 1. 10 min med lavt trykk (ofte 50% av maks testtrykk)
Steg 2. 10 min med middels trykk (ofte 75 % av maks testtrykk)
Steg 3. 10 min med maks trykk (100% av maks testtrykk)
Steg 4. 10 min med middels trykk (ofte 75% av maks testtrykk)
Steg 5. 10 min med lavt trykk (ofte 50% av maks testtrykk)

Utfra disse 5 stegene kan man tolke hvilke Lugeonoppførsel testen viser og beregne Lugeonverdien, se figur 9. For mer info om Lugeonoppførslene og tolkning av disse vises det til: (Houlsby, 1976).

Behaviour	Lugeon Pattern	Flow vs. Pressure Pattern	Representative Lugeon Value
Laminar Flow			Average of Lugeon values for all steps
Turbulent Flow			Lugeon value corresponding to the highest water pressure (3rd step)
Dilation			Lowest Lugeon value recorded, corresponding either to low or medium water pressure (1st,2nd, 4th, 5th step)
Wash-out			Highest Lugeon value recorded (5th step)
Void Filling			Final Lugeon value (5th step)

Figur 9: Oversikt over ulike Lugeonoppførsler, basert på (Houlsby, 1976) henter fra (Tunbridge, 2017)

INJEKSJON, HØYRE VEDERLAG

Observerte grunnforhold

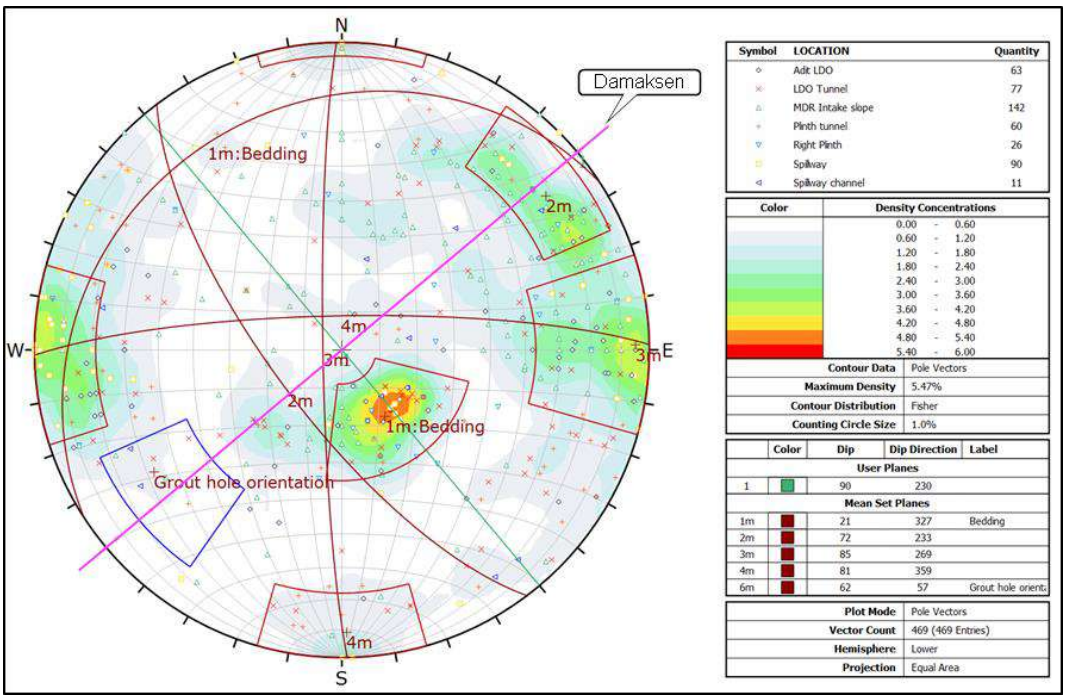
Bergartene i høyre vederlaget består hovedsakelig av kompetent konglomerat, se figur 10. Det opptrer også enkelte bånd med leir-/siltstein, samt partier med mindre kompetent konglomerat. Majoriteten av berget var avdekket før byggestart. Strukturgeologiske forhold, som forkastninger, har trolig påvirket bergspenningen i bergmassen og redusert de horisontale innspenningene. Dette har nok avlastet de sub-vertikale sprekkene, spesielt de som har strøk parallelt med elva, hvilket medfører at sprekkene kan være svært åpne.

Figur 10: Bilde av det høyre vederlaget fra anleggsfasen. Rød linje indikerer damaksen og det bratte partiet som injiseres.

Hovedoppsprekkingen er lagdelingen (fall/fallretning: ca. $20^{o}/325^{o}$) og sub-vertikale spekkesett. Flere åpne sub-vertikalsprekker er observert i dagen, et eksempel kan ses i figur 11. Disse avlastede sprekkene er ansett som de kritiske partiene å få tettet i dette vederlaget.

Figur 11: Åpen sub-vertikalsprekk i massiv konglomeratet, lokalisert ved inntaket på høyre vederlag. Denne sprekken tok ca. 60 kubikkmeter med gravitasjonsfylling.

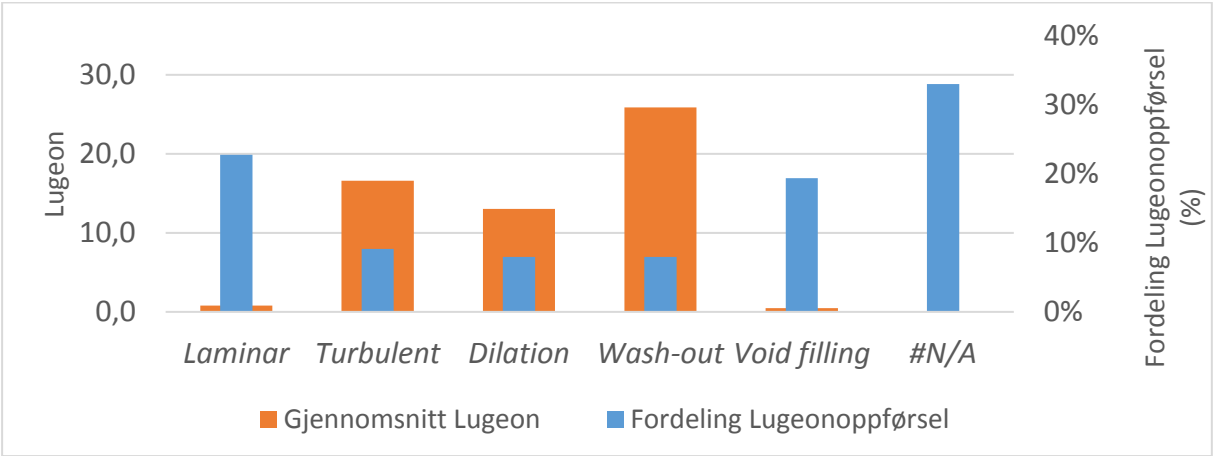
Helningen til injeksjonshullene er vurdert opp mot sprekkeorienteringene. Utfra denne analysen ble helningen vurdert som gunstig, da ingen av sprekkesettene har tilsvarende orientering, se figur 12.



Figur 12: Polplot over sprekkeregistreringene som ble benyttet for å vurdere injeksjonshullhelningen. Orienteringen til injeksjonshullene (fall: ±20º, fallretning ±20º) er markert med blått. Merk at hullene skulle være orientert langs damaksen.

Forundersøkelseshull

Forundersøkelseshullene bekreftet mye av det som allerede var kjent fra kartleggingen i dagen. Stort sett var berget massivt og impermeabelt, men enkelte steder var det svært permeabelt med store vanntap pga. oppsprekkingen. Resultatene fra vanntapsmålingene fra forundersøkelseshullene er oppsummert i grafen i figur 13. Disse forundersøkelseshullene inkluderer primærinjeksjonshull (P-hull).



Figur 13: Resultat fra Lugeontester fra forundersøkelseshullene i høyre vederlag, samt fra senter av dammen. Totalt 88 målinger.

Flere av Lugeontestene har ingen tydelig oppførsel, derav *«#N/A»*, og med lav permeabilitet. Testene blir bl.a. tilegnet ingen oppførsel dersom det ikke observeres noe vanntap i noen av stegene. Lugeonverdiene er størst i partier som viser følgende oppførsel: turbulent, dilasjon (*dilation*) eller utvasking (*wash-out*).

Injeksjonsutførelsen

For selve anleggsgjennomføringen er det to hovedutfordringer i dette vederlaget:

- Det er bratt helning på fundamentet som det injiseres fra, ca. 60^{o} helning
- Injeksjonen må gjøres i forkant av asfaltkjernen og damfyllingen.

Grunnet disse utfordringene utføres injeksjon fra en vinsjstyrt plattform, se figur 14.

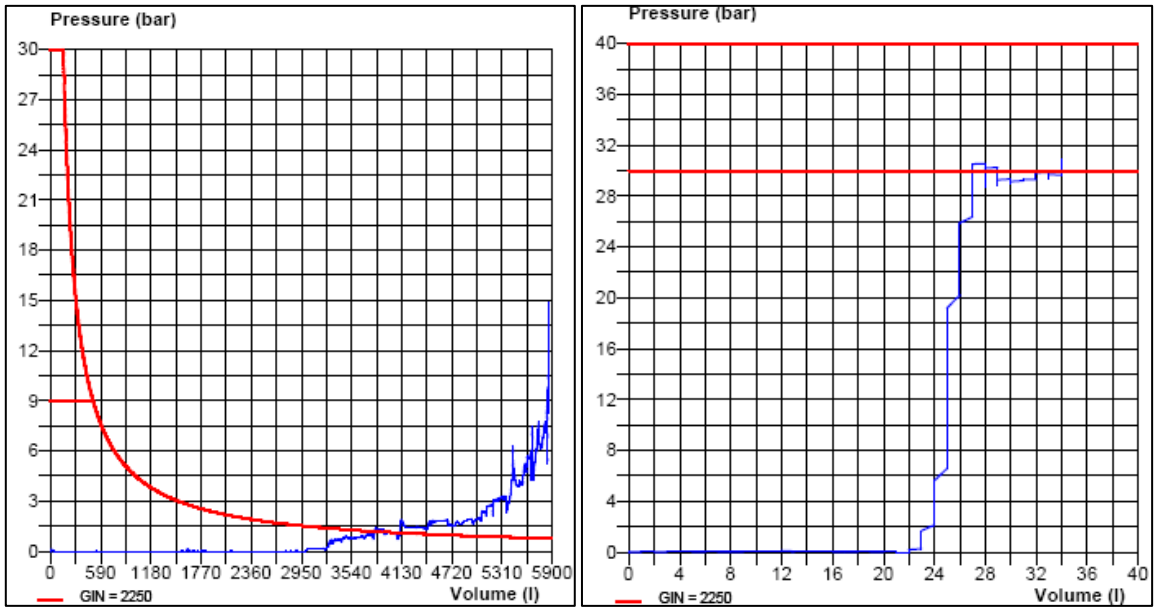
Figur 14: Den hevbare plattformen hvor boring og injeksjon utføres fra.

Det er, som nevnt, kritisk få å tettet de åpne sprekkene her. En påvisning av disse sprekkene gjøres under boring når borvannet forsvinner. Slike vanntap blir ofte observert i primærhullene, og opptil flere ganger i samme hull. Fortrinnsvis bør boringen stoppe og seksjonen injiseres, framfor å fullføre boringen av hullet. Man har i flere tilfeller tillatt at boringen fullføres, pga. tid. Da har et fôringsrør blitt trukket over partiet med vanntap for å hindre at det fylles med borkaks, og deretter fullført boringen av injeksjonshullet.

I tilfeller hvor mottrykk ikke er observert er det gått bort fra GIN-kriteriets volumstopp (V_{maks}), ref. Figur 7, og injeksjonen fortsetter inntil sprekken er fylt opp. Hovedsakelig benyttes det da industrisementbaserte resepter (OPC). Dersom det ikke er trykkoppbygning med mikrosementer etter 100 lt/m eller minimal trykkoppbygning etter 250lt/m i en injeksjonsseksjon, byttes det til OPC resepter. Når industrisement reseptene benyttes injiseres det til et definert minstetrykk P_{min} (GIN/V_{maks}) i tillegg til at strømningsraten skal være lav.

Men, i tilfeller der en hører «surklelyd» fra borehullet under injeksjon anses en trykkoppbygging på 1 bar som godt nok, strømningskravet ses da bort fra.

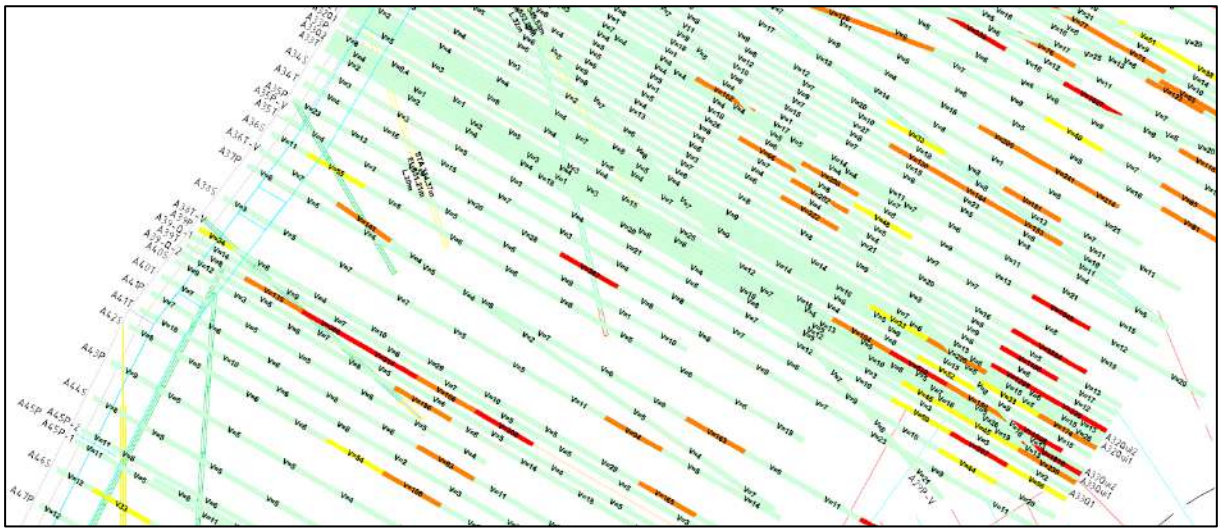
Injeksjonsresultater fra et parti hvor borvannet forsvant kan ses i figur 15. Denne seksjonen ble injisert der og da framfor å fullføre hullet.



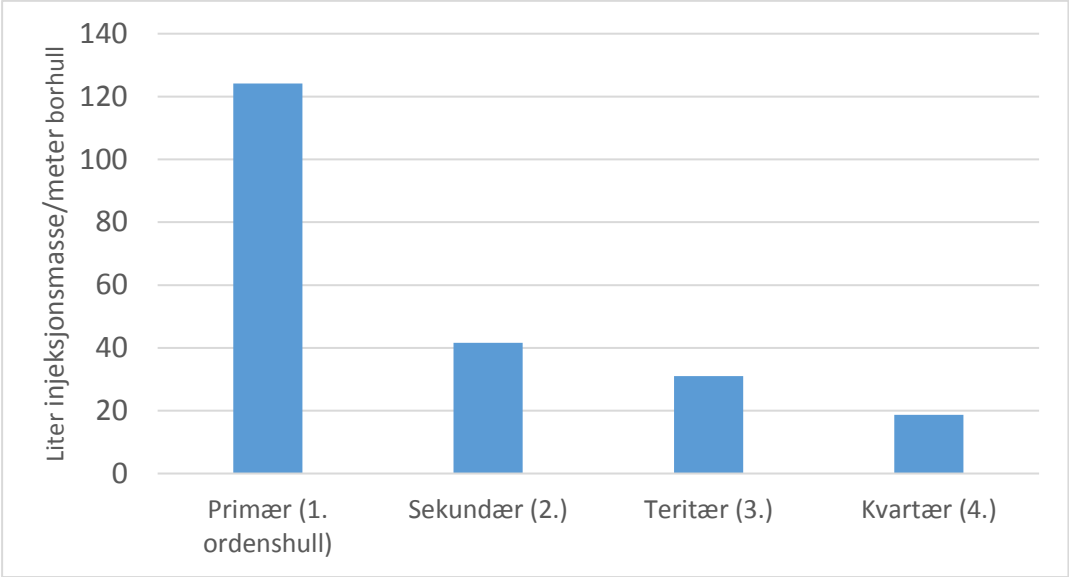
Figur 15: Injeksjonsresultater fra et primærhull, dette er fra entreprenørens rapport. Grafen til venstre er injiseringen av et 2 m parti (43-45 m dyp) der alt borvann forsvant. Seksjonen ble injisert til minste trykk (P_{min}) med betydelig injeksjonsmengde på ca. 5900 lt. Grafen til høyre er det samme partiet (40-45 m) når hullet injiseres fra bunn og opp. Det injiseres til P_{maks} med minimale injeksjonsmengder ca. 36 lt..

Oppnådde resultater

Som forventet var injeksjonsutganger enten svært lave eller høye i det høyre vederlaget, se figur 16. Det har i enkelte intervaller blitt injisert store mengder (>250 liter injeksjonsmasse/meter borehull) i primærhullene og tilsvarende i sekundærhullene, da har det vært nødvendig med høyere orden hull (tertiær, kvartær etc.) for oppnå en tilstrekkelig tett injeksjonsskjerm. Hullavstanden blir mindre med høyere orden hull, og injeksjonsvolumene reduseres, se figur 17. Siden damfyllingen og asfaltleggingen pågår parallelt med injeksjonen er tid kritisk her, og behovet for høyere orden hull må derfor vurderes og instrueres så raskt som mulig.



Figur 16: Utsnitt som viser en oppsummering av injeksjonsresultatene, pr. 03.09.2018. Grønne partier indikerer at det er injisert <30 liter injeksjonsmasse per meter borehull [lt/m], gul indikerer 30-60 lt/m, oransje 60-250 lt/m og rød >250 lt/m.



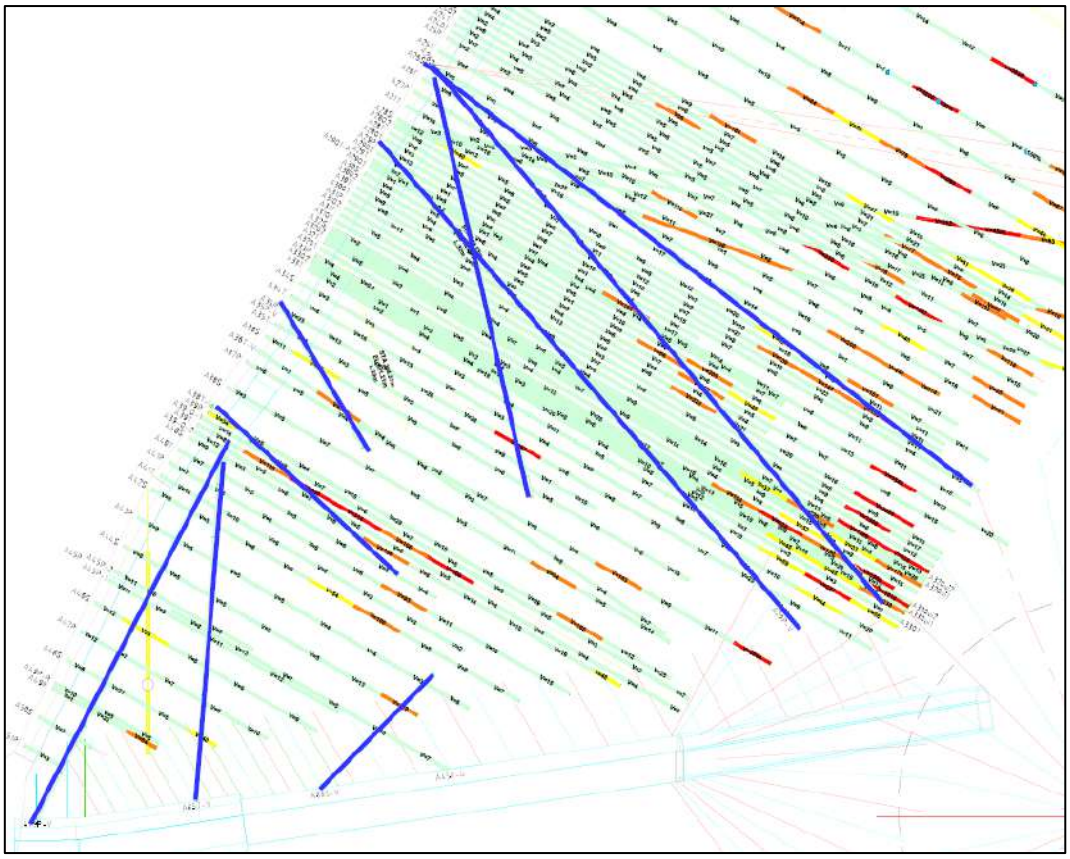
Figur 17: Oversiktsplott som viser reduksjon i injeksjonsvolum i høyere orden hull. Plottet viser gjennomsnittlige injeksjonsvolumer per meter borehull samlet for alle hull som er injisert til nå i det høyre vederlaget.

Injeksjonsresultatene fra høyere orden hull benyttes for å vurdere om et område er klar for verifikasjonstesting. Når følgende kriterier er tilfredsstilt kan verifikasjonshull planlegges:

- Lave injeksjonsmengder (< 30 lt/m),
- Oppnådd ønsket sluttrykk (GIN avhengig)
- Lave injeksjonsstrømning.

Verifikasjonshull gir da endelige resultater på om injeksjonsarbeidet har redusert permeabiliteten iht. prosjektets tetthetskrav. Hullene orienteres slik at de krysser områder av interesse: særlig områder hvor store injeksjonsvolumer er pumpet inn. Det bør også unngås å

orientere hullene parallelt med hovedsprekkeretningen, så godt det lar seg gjøre. En oversiktsfigur over de fleste instruerte verifikasjonshullene vises i figur 18.



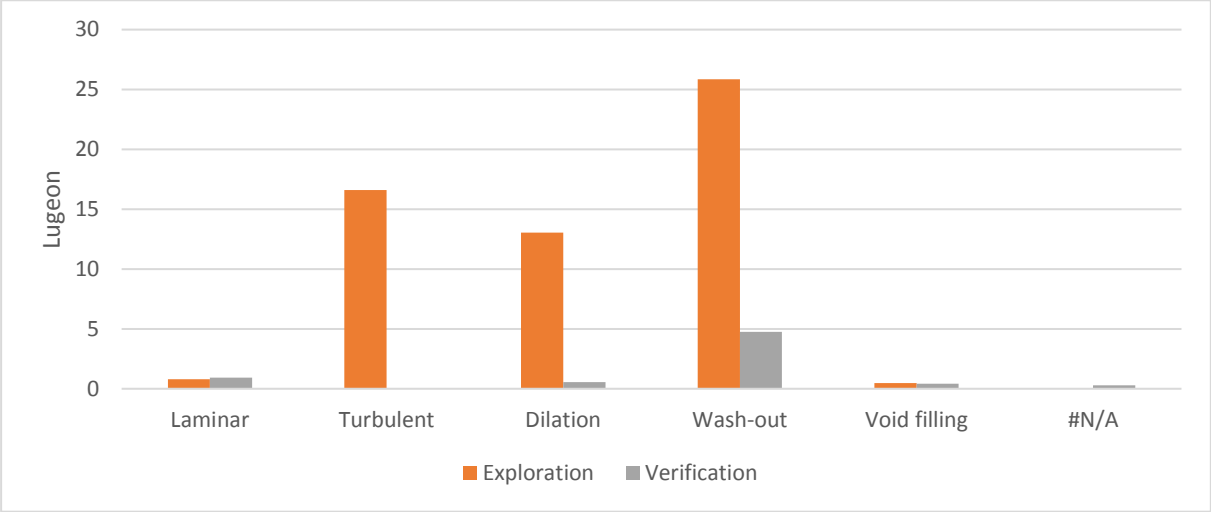
Figur 18: Skisse over verifikasjonshull (markert med blått) per 13.08.2018

Som forventet reduseres permeabiliteten til bergmassen betydelig ved injeksjonsarbeidene som er utført, se figur 19 og figur 20. Hovedsakelig så oppfyller verifikasjonshullene permeabilitetskravet, se figur 20.

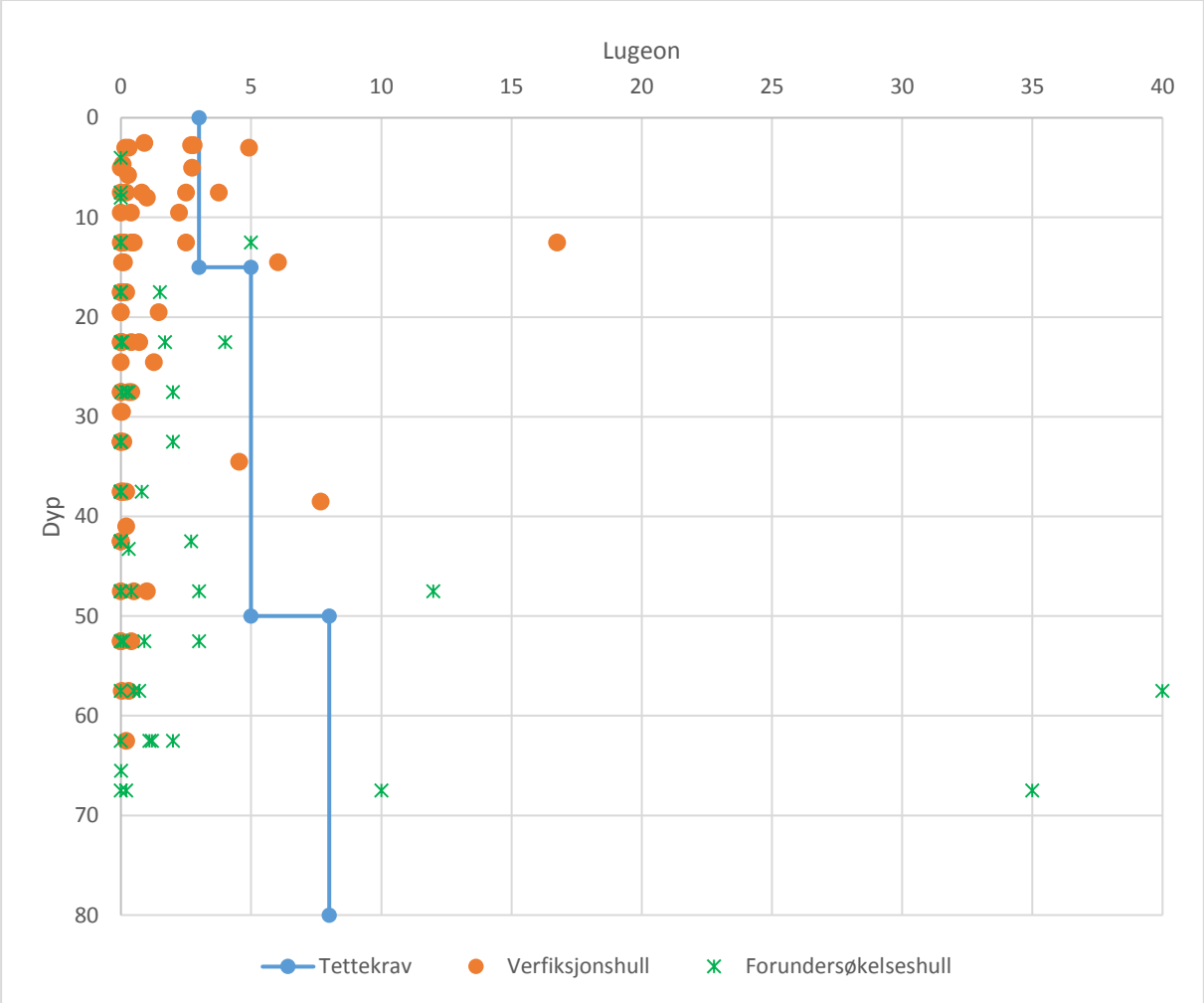
Partiene som ikke oppnår tetthetskravet må injiseres igjen. Dette gjøres i noen tilfeller fra plattformen på høyre vederlag, men opp til en viss høyde er det også gjort fra adkomsttunnelen til injeksjonsgalleriet, og enkelte ganger fra selve demningen. Basert på resultatene fra verifikasjonshullene, er injeksjonstrykket (P_{maks}) økt i de grunne seksjonene, se tabell 1. Dette er et tiltak som er iverksatt for å redusere permeabiliteten ytterligere i de seksjonene nærmest dammen, som også er de mest kritiske.

Tabell 1: Gjeldene injeksjonstrykk i det høyre vederlaget for injeksjon fra plattformen i dagen.

Bergoverdekning (m)	Maks injeksjonstrykk (P_{maks})
0-10 m	5 bar
10-20 m	15 bar
>20m	30 bar



Figur 19: Sammenligning av permeabilitetsresultater fra verifikasjonshullene og forundersøkelseshullene.



Figur 20: Resultater fra Lugeontestene fra verifikasjonshull i A-raden i det høyre vederlaget pr 13.08.2018, og forundersøkelseshullene i rad A. Det er fire tester fra forundersøkelsene som viser >40 Lugeon, lokalisert mellom 4 til 12,5 m dyp. Disse er ikke inkludert i plottet av hensyn til skalaen til plottet. Den blå linjen markerer tetthetskravet for de ulike dybdene

INJEKSJON, ØVRE VENSTRE VEDERLAG

De grunneste seksjonene i dette vederlaget (0-20/35 m) er jet- eller sekantpelet for å redusere permeabiliteten nærmest damfundamentet. Dypere seksjoner, ned mot 80 m, injiseres for å redusere permeabilitet i vederlaget. Denne artikkelen vil ikke gå inn på jet- eller sekantpeling, men vil fokusere på injeksjonsarbeidene som er utført i dybdene under de jet- eller sekantpelede partiene.

Observerte grunnforhold

Grunnforholdene i det øvre venstre vederlaget er svært varierende, komplekse og generelt dårlig, se oversiktsbildene i figur 21 og figur 22. Geologien er svært kaotisk i dette området og store deler er dekket av sterkt/komplett forvitret in-situ bergmasse (sandstein, konglomerat og siltstein), med opptreden av massive og uforvitret blokker mikset inn i dette løsmasse-lignende materialet.

Figur 21: Oversiktsbilde av det øvre venstre vederlaget, tatt tidlig i prosjektet.

Figur 22: Oversiktsbilde av det øvre venstre vederlaget, tatt før oppføringen av dammen. Den røde heltrukne linjen markerer damaksen. De stiplede røde linjene indikerer blokkrikt bergmasser.

PERMEABILITESKRAV FOR DET VENSTRE VEDERLAGET

Grunnforholdene i de svært forvitrede partiene viser oppførsel nær løsmasser som nevnt. I slike grunnforhold er det ikke hensiktsmessig med et Lugeonbasert kriterium.

Permeabilitetskravene for disse partiene er endret fra Lugeon til et permeabilitetskriterium som baserer seg på konduktivitet (m/s):

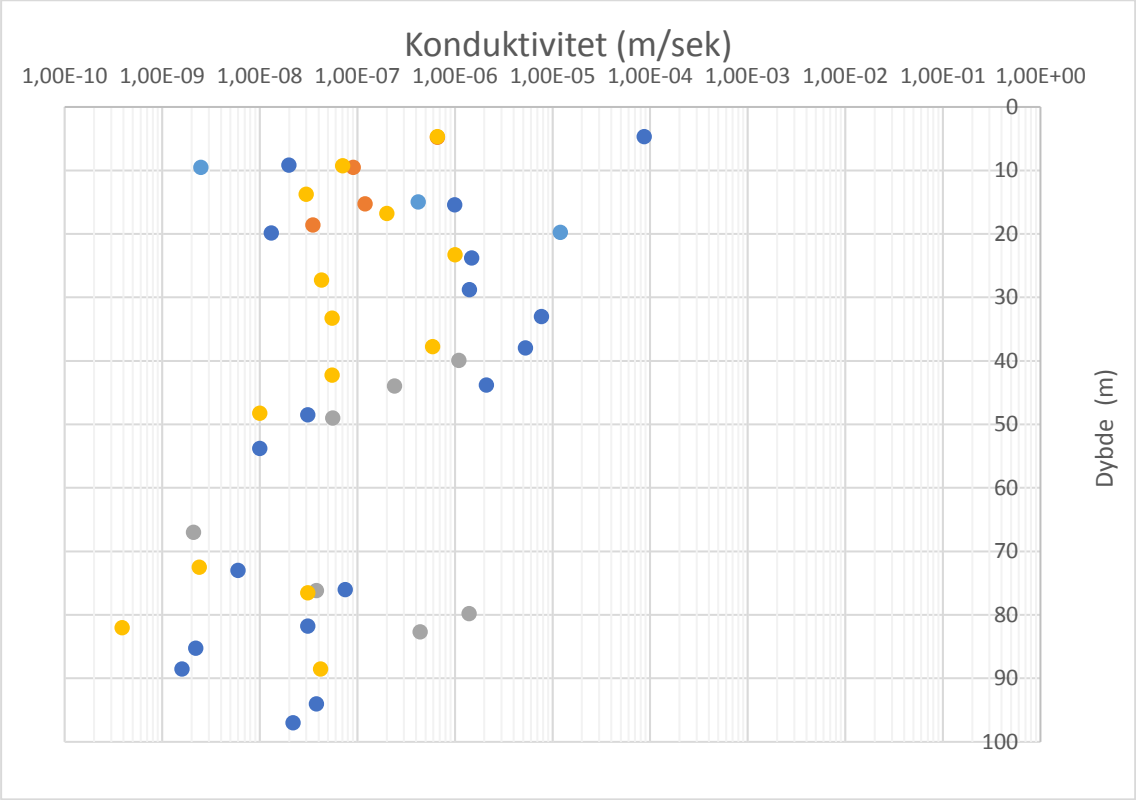
- (0 – 20 m dyp: 10^{-6} m/s)
- 20 – 50 m dyp: $1.5\ 10^{-6}$ m/s
- >50 m dyp: $2.5\ 10^{-6}$ m/s,

Kriteriet for 0-20 m baserer seg på spesifikasjonene for det jet-injiserte partiet. Konduktivitetskravene for de dypere partiene følger standard internasjonal praksis for store demninger, og er sammensatt av de strengeste kriteriene.

Øvre Venstre Platform

Forundersøkelseshull

Forundersøkelseshull i det venstre vederlaget viser at det er svært varierende konduktivitet i området. Grunnen varier fra tilnærmet tett til svært permeabel, se figur 23.



Figur 23: Konduktivitetsmålinger fra forundersøkelseshull.

Tidlig i byggefasen ble det boret 6 prøveinjeksjonshull. Hullene viste generelt høye Lugeonverdier (>20) i partiet under det jet-injiserte partiet (0-20 m), se figur 24 for oversikt. Prøveinjeksjonshullene ble injisert i A-raden som primær- og sekundærhull. Hullavstand mellom primær- og sekundærhull ble i denne testen halvert til 1,5 m, mot 3 m i det høyre vederlaget.

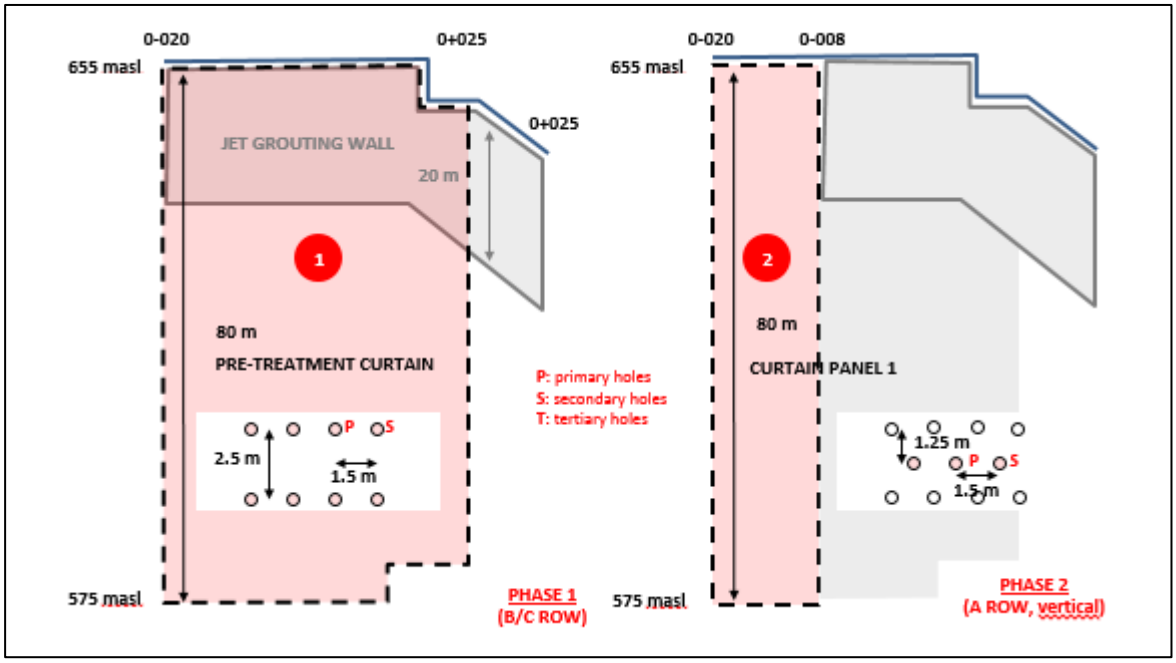
Hullene ble boret med fôringsrør i hele hulldybden og injisert i 3 meters intervaller fra bunn til topp. I et sekundærhull ble det forsøkt å injisere nedadgående. Da bores den 3 m seksjonen som skal injiseres, og injeksjonen gjøres umiddelbart. Injeksjonsmassen må da herde en tid før det injiserte partiet bores opp igjen, og boringen fortsetter da til neste seksjon som skal injiseres. Når dette er gjort i hele hulldybden blir hullet fylt igjen med injeksjonsmasse. Dette er en generelt tidkrevende operasjon, men metoden gjør det enklere å plassere pakkeren siden partiet pakkeren monteres i er alt injisert. Metoden reduserer også risikoen for hullkollaps.

Generelt ble det injisert mest i seksjonene mellom 20-50 m. Både i primær- og sekundærhull ble det injisert store mengder, men med en reduksjon i sekundærhullene. I primærhullene ble det injisert opp mot 1200 lt/m i enkelte seksjoner, mot maksimum 720 lt/m i sekundærhullene. Testene indikerte at det er mulig å oppnå en reduksjon i injeksjonsvolumene i sekundærhullene, på tross av utfordringer med hullkollaps og lekkasjer.

På grunnlag av de første resultatene ble det planlagt et 12 m langt testpanel, hvor det skulle testes om konvensjonell injeksjonsmetode kunne oppfylle permeabilitetskravet.

Fase 1: Injeksjon av testpanelet

Injeksjonen av testpanelet startet som vanlig med ytterradene, B- og C-raden, i dette tilfellet kalt en forinjeksjon «Pre-treatment grouting». B- og C-raden skulle injiseres til tilsvarende dyp som den innerste raden (A-raden), i dette tilfellet til 80 m dybde, se figur 24. Avstanden mellom primær- og sekundærhullene ble satt til 1,5 for alle de tre radene (B-, C- og A-rad). Alle injeksjonshull i disse radene er vertikale.



Figur 24: Oversiktsfigurer over testpanelet «Curtain panel 1» og det øvre venstre vederlaget. (Multiconsult, 2018)

Opprinnelig startet injeksjonen med mikrosement før det ble gikk over til seigere industrisementbaserte resepter i et forsøk på å bygge opp trykket. Dette gikk man bort fra etter kort tid for B- og C-radene, da det ble vurdert som hensiktsmessig å starte dirkete industrisementer og evt. seige industrisementresepter tilsatt sand og bentonitt.

Injeksjonsmetodikken baserte seg ikke på GIN fra start av. Injeksjonstrykket ble redusert til P_{eff} = 0.2 x dybde + 2.0 bar. Det ble ikke satt noen volumkriterier, da hovedintensjonen var å tette de høypermeable sonene.

Under injeksjonen av det testpanelet ble det observert flere utfordringer:

- Lekkasje av injeksjonsmasse rundt pakkere
- Borehullkollapser, også rundt fôringsrørene
- Lange injeksjonsseksjoner pga. problemer med å sette pakkerne på flere dybder, dels pga. grunnforholdene

Utfordringene med lekkasjene rundt pakkerne er flere: injeksjonsseksjoner oppnår ikke ønsket trykk, lekkasjene trenger inn mellom grunnen og fôringsrørene, samt mellom injeksjonsstavene og fôringsrørene. De to sistnevnte utfordringene førte ofte til at sementen herdet rundt eller i fôringsrøret, og dermed satt røret fast.

Tiltak ble fortløpende diskutert for å redusere lekkasjeproblemene. Et av tiltakene som ble prøvd ut var å injisere med en sulfatresistent mikrosement (heretter kalt SR-sement). SR-sement har lang herdetid, opp mot 12 timer. Til sammenligning har de øvrige mikrosementreseptene 60-90 minutters herdetid. Industrisementer med lignende herdetid ble testet, men viste seg å gi problemer med de ulike egenskapsparametere, som f.eks bleeding. Tiltaket med SR-sementen reduserte tap av fôringsrør, men problemene med lekkasjer rundt pakkerne vedvarte.

Fase 1: Resultat

Tross problemene var det observert reduksjon i det injiserte volumet, fra ytterradene (rad B og C) til den indre raden (rad A), inkludert fra P- til S-hullene, se tabell 2. Injeksjonsvolumene i rad A er også langt lavere enn i B- og C-radene.

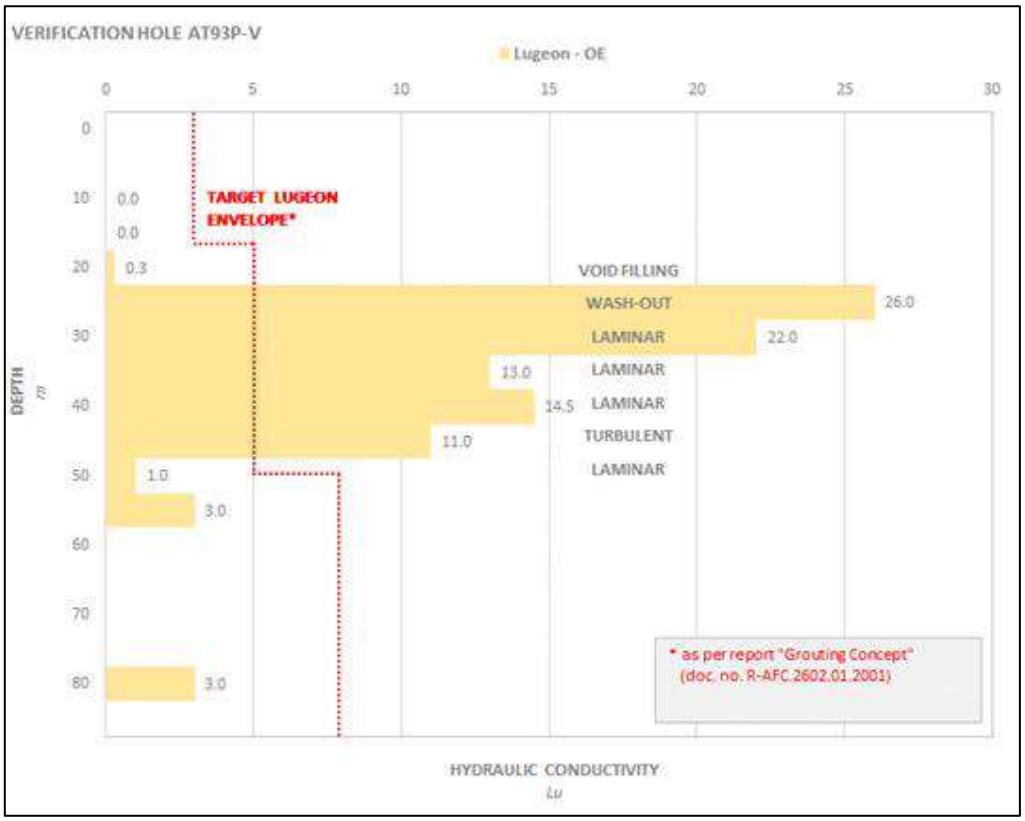
Tabell 2: Gjennomsnittlige injisert volum i testpanelet

Hullorden	B- og C-raden	A-raden (testpanelet)
Primærhull	96 lt/meter	26 lt/meter
Sekundærhull	58 lt/ meter	16 lt/meter

Primærhullene i rad A ble Lugeontestet, og resultatene viste at injeksjonsmengdene er lave sammenlignet med Lugeonverdiene oppnådd i raden. Siden injiseringsvolumet var såpass lavt i S-hullene ble det ikke instruert høyere ordens hull, og det ble å utført et verifikasjonshull i testpanelet.

På tross av at det var forholdvis lave injeksjonsmengder i testpanelet oppnådde ikke verifikasjonshullet prosjekteringskravet til permeabilitet i dette verifikasjonshullet. Særlig i partiene mellom 20-50 m ble det observert høye Lugeonverdier, se figur 25. Det var ikke nødvendigvis korrelasjon mellom permeabiliteten og injeksjonsvolumene i verifikasjonshullet. I noen seksjoner ble det registrert lav permeabilitet, men stort injeksjonsvolum under injisering av verifikasjonshullet. Grunnet problemer med lekkasjer rundt pakkerne i dybdene mellom 60-85 m ble det utført konduktivitetsmålinger (falling head test). Konduktivitetsmålingene viste i dette tilfellet lave verdier. I fase 1 ble fortsatt Lugeon benyttet, dette ble som nevnt vurdert som en uegnet metode i disse grunnforholdene, og nåværende verifikasjonsundesøkelser baserer seg på konduktivitetsmålinger alene.

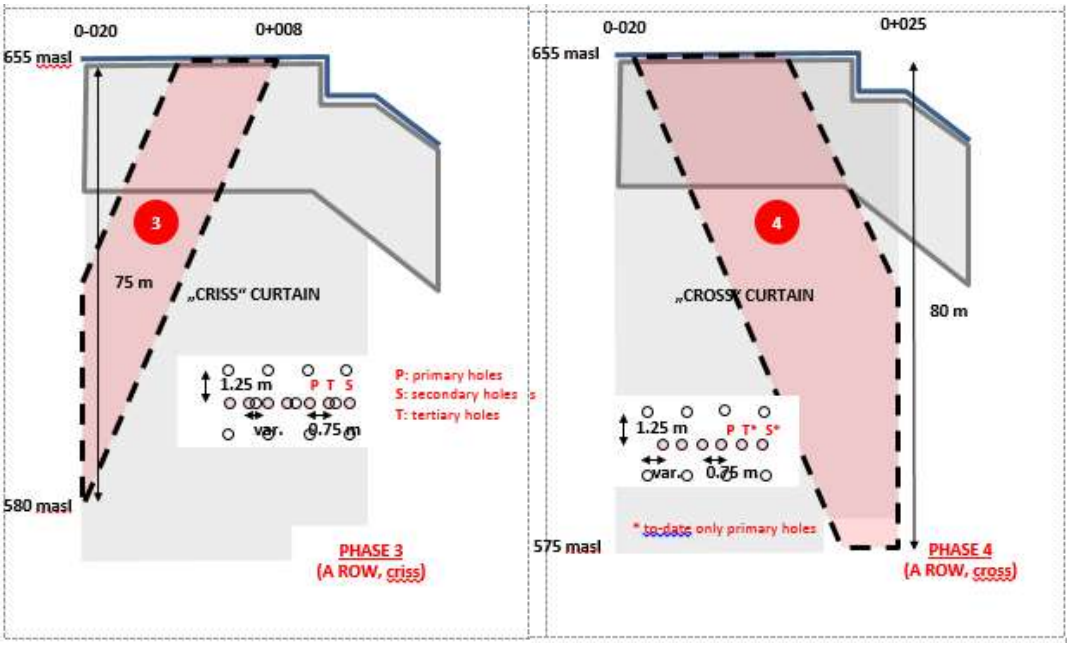
Lekkasjer var også en utfordring ved injiseringen av dette verifikasjonshullet, og lekkasjer ble observert i samtlige seksjoner mellom 45-85 m. Dette førte til at seksjonene ikke ble injisert til ønsket trykk.



Figur 25: Resultater fra det første verifikasjonshullet i testpanelet.

Fase 2 og 3: «Criss-cross» hullmønster (Rad A) og forsøk med nedadgående injeksjon.

- Fase 2: forsøk på nedadgående injeksjon, samt oppadgående injeksjon, begge i et «criss» mønster, se figur 26.
- Fase 3: «Cross» hullmønster, se figur 26.



Figur 26. «Criss-cross» injeksjonsskjerm. «Criss»-systemet til venstre, og «cross» til høyre (Multiconsult, 2018).

Primær- og sekundærhull ble instruert i testpanelet i et «criss»-mønster, med en helningen på 70^{o} mot venstre, framfor 90^{o} som hullene var tidligere, se figur 20. Med bakgrunn i resultatene fra første verifikasjonshull ble det også instruert tertiærhull i testseksjonen.

Årsaken til at helningen på hullene til 70^{o} ble endret var at det var observert åpne vertikale sprekker gjennom kamerainspeksjon av nærliggende undersøkelseshull. Dette var en del av en parallell undesøkelse for å tilegne seg mer kunnskap om grunnforholdene og permeabiliteten i vederlaget. Undersøkelsene vil ikke gjennomgås i detalj her, men undersøkelsene indikerte at de høypermeable sonene var forbundet.

I tillegg til bruk av SR-sement, ble det igjen forsøkt nedadgående injeksjon av tertiærhullene for å redusere lekkasjene rundt pakkerne og kollaps av borehull. Som nevnt er denne metoden i utgangspunktet tidkrevende, men dersom problemene reduseres betraktelig så kunne metoden være gunstig mht. kvalitet og tid, sett i et større prosjektbildet.

Trykket ble også tilnærmet doblet fra fase 1: p_{eff} = 0.5 x depth + 2.0 bar.

Hullene i rad A ble også utført i et såkalt «cross» mønster, disse ble vinklet 70^{o} mot høyre, se figur 20. Her ble ultrafinsement (Blaine = 900) tatt i bruk og tanken bak var at dette skulle øke penetrasjonseffekten i grunnen, da injeksjonen i testpanelet ikke ga tilfredsstillende resultater med de vanlige mikrosementene (Blaine = 650)

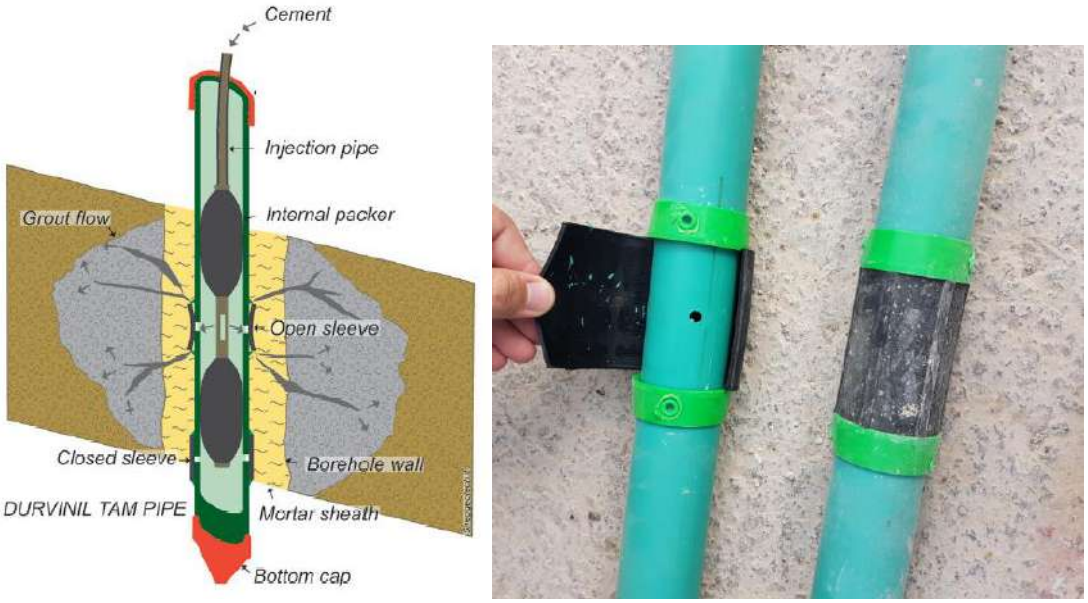
Fase 2 og 3: Resultat

Statistisk sett var det ingen markante forskjeller i injeksjonsresultater eller reduksjon av lekkasjer. Nedadgående injeksjon tok ca. 40% lengre tid å fullføre, enn for hull som injiseres fra bunnen og oppover. Forsøket med nedadgående injeksjon var ikke vellykket, og metoden ble ikke benyttet videre.

Utfordringene i fase 1 var stadig utfordringer også i fase 2 og 3. Selv med liten hullavstand og «criss-cross» mønster. Lekkasjene er det store problemet som nevnt tidligere, som fører til at ønsket injeksjonstrykk ikke oppnås. Ved begrenset trykk er en bekymring at det ikke oppnås tilstrekkelig penetrasjon av injeksjonsmassene eller tilstrekkelig konsolidering av grunnmassene i damaksen. Selv med bruk av ultrafinsement.

Forsøk med Tube-a-manchette injeksjon, TAM

Siste forsøk for å redusere lekkasjene var Tube-a-manchette injeksjon (heretter kalt TAM). Injeksjon med TAM ble forsøkt i fire hull innen testpanelet. TAM injeksjonsprinsippet vises på figur 27. Informasjon om TAM rørene, injeksjonsresepter og stoppkriterier kan ses i tabell 3 og
tabell 4.



Figur 27: TAM injeksjonsprinsipp til venstre (Pettinaroli, et al., 2017). Til høyre er et bilde av PVC-rørene, og injeksjonsportene, som brukes på anlegget.

Tabell 3: *TAM rørdetaljer*

TAM produsent	Sireg, Italia
TAM produktnavn	PVC Durvinil
indre/ytre diameter	40 / 48* mm *55 mm ved injeksjonsport
Avstand injeksjonsporter	Varierer 50 - 100 cm
Injeksjonsporter per meter	Varierer, 1-2

Tabell 4: Injeksjonsresepter og stoppkriterier.

	ULA – TAM forsøk
Injeksjonsresepter	Industrisement resept (OPC) Mikrosement, med pozzolantilsetningsstoff Ultrafin sement
Maks volum	500 lt/port (1st fase) 200 lt/port (2nd fase)
Trykk	30 bar < 30 m dyp 40 bar > 30 m dyp ved Qmax [1]= 5.0 lt/min
Injeksjonsrate	< 10 lt/min

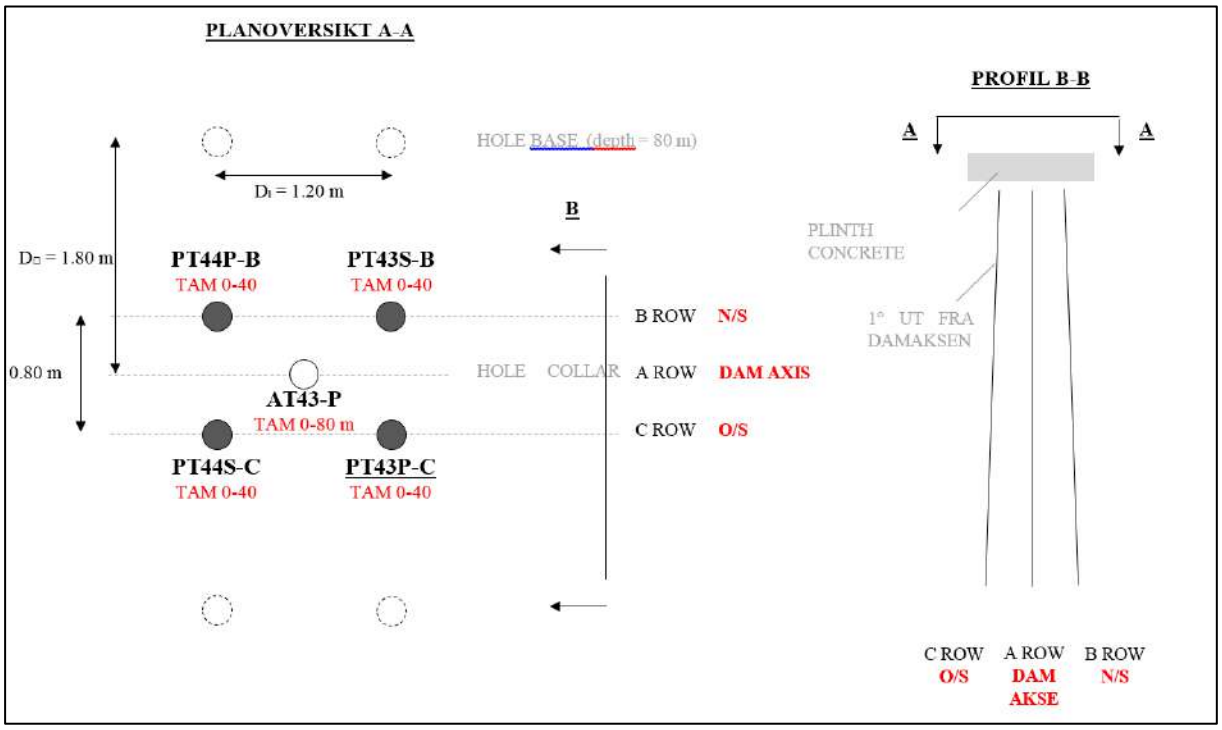
[1] Qmaks: Maks strømning injeksjonsmasse (lt/min)

TAM forsøket på øvre venstre plattform ga positive resultater, og en økning i injeksjonsmengder og forbedret penetrasjon med en faktor på 2-3 sammenlignet med konvensjonell injeksjon. Dette var noe overraskende resultater med tanke på at området tidligere er behandlet med injeksjon i flere faser, som tidligere beskrevet. I ubehandlet grunn er denne faktoren forventet å være høyere. Injeksjon med TAM-metoden er gunstig og mer egnet i grunnforhold som finnes på det øvre venstre vederlaget enn konvensjonell injeksjon fra et teknisk- og kvalitetsstandpunkt. En annen fordel med TAM er at rørene kan injiserer i flere omganger, og ved riktig installasjon og vedlikehold av TAM-rørene skal det være mulig å utføre etterinjeksjon.

Verken langs damaksen eller i dybden i testpanelet ble det registrert noe klar trend mellom grunnforhold og injeksjonsutganger/volum. De store variasjonene ser ut til å reflektere det som tidligere er nevnt angående at geologien her er komplekst og variert.

Øvre venstre galleri

Etter positive resultater fra TAM injeksjonen på øvre venstre plattform, se figur 28 for oversikt, ble denne metodikken videre valgt for testing i øvre venstre galleri.



Figur 28: Prinsippskisse over injeksjonsradene der TAM utføres, med hull- og radavstand.

To hull nedstrøms (B-rad) og to hull oppstrøms (C-rad) ble boret ned til 80 m og vinklet 1° ut fra damaksen. TAM injeksjon ble utført fra 0 m til 40 m, hvor de fleste lekkasjene forekom, og konvensjonell injeksjon fra 40 m til 80 m. Til sist ble hullet i midten (A-raden) boret til 80 m vertikalt og injisert med TAM i full dybde.

Her ble det oppnådd en økning i injeksjonen med en faktor på 3-4 sammenlignet med resultatene fra den konvensjonelle injeksjonen på øvre venstre plattformen, og en økning sammenlignet med TAM resultatene fra øvre venstre plattform som var forventet.

TAM injeksjon er den nåværende metodikken for øvre venstre vederlag. Fordelene med TAM-metoden er at risikoen for intern erosjon minimeres når konsolideringseffekten øker, og får bedre penetrasjon samt kan injisere med høyere trykk.

Foreløpige resultater TAM
Artikkelen vil ikke presentere noen resultat fra verifikasjonshull. Foreløpige resultater med TAM er lovende og viser at metoden er langt mer egnet enn konvensjonell injeksjon i de observerte grunnforholdene. Det er ingen synlig korrelasjon mellom permeabilitetstestene og injeksjonsresultatene. Nylige resultater viser at vi kan injisere betydelige mengder (>200 lt/m) i seksjoner som viser svært lav konduktivitet

KONKLUSJON/OPPSUMMERING

Dette foredraget er som nevnt fra et pågående prosjekt, og endelige resultater eller konklusjoner kan ikke presenteres per dags dato. Intensjonen med denne artikkelen er å gi en kort beskrivelse av ulike metoder benyttet og belyse ulike utfordringer tilknyttet injeksjon i de varierende grunnforholdene i Moglicë.

Under er en kort oppsummering fra høyre- og øvre venstre vederlag:

Høyre vederlag:

- Massiv konglomerat med enkelte åpne sprekker
- Injeksjonen foregår langs en bratt damakse
- Damfylling og asfaltlegging pågår samtidig med injeksjonsarbeidene
- Viktig med god kommunikasjon og raske analyser av injeksjonsresultater for å vurdere om høyere orden hull er nødvendig
- Injeksjonen må planlegges sammen med damfylling og asfaltleggingen, for å unngå å skape forsinkelser.
- Resultater fra verifikasjonshull til nå viser at vi oppfyller permeabilitetskravet.
- Ved å tilpasse GIN-injeksjon basert på opparbeidet erfaring, samt rask vurdering av behov for høyere orden hull, kan bergmassen tettes tilstrekkelig i forkant av damfyllingen.

Øvre venstre vederlag:

- Utfordrende grunnforhold krever mye stedlig tilpassing, som tas i samråd med eksperter og designer.
- Ulike injeksjonstiltak er prøvd ut: endrede resepter, trykk og metodikk (nedadgående og TAM).
- TAM-metoden er nåværende metodikk.
- Ved bruk av TAM er lekkasjer rundt pakkere blitt redusert, det er da enklere å oppnå ønsket trykk samt større penetrasjonseffekt er identifisert. Resultatene med TAM er til nå lovende.
- TAM-metoden har enkelte utfordringer:
    1. Under installasjon av PVC-rørene, eller når fôringsrøret fjernes, kan injeksjonsportene skades. Når området mellom borehullet og PVC-røret støpes igjen kan mørtelen trenge inn gjennom de skadede portene

2. Flotasjon av PVC-røret. Dette påvirker mørtelen som omkranser PVC-røret og injeksjonsmasser kan strømme opp og langs med mørtelen.
3. Dersom PVC-røret blir deformert/bøyd risikerer man å miste pakkere
4. Generelt blokkerte PVC-rør;
   (a) Kontakt med nærliggende hull som injiseres og skader injeksjonsporter
   (b) Ikke tilstrekkelig spyling

- TAM har vist seg å være en gunstig og mer egnet injeksjonsmetode i de varierte og løsmasse-lignende materialene på øvre venstre vederlag.

KREDITERING

De undertegnede utgjør en liten del i et større team bestående av Statkraft og Multiconsult, med flere. Stor takk til Statkraft for denne prosjektmuligheten og samarbeidet, samt til inspektørene som daglig er ute og følger opp injeksjonsarbeidene, deres innsats og observasjoner utgjør en viktig del av den daglige oppfølgingen.

KILDER

AFC, 2016a. *Grouting Concept , HPP Moglicë, R-AFC.2602.01.2001*

Houlsby, A., 1976. Routine interpretation of the Lugeon watertest. *Q. Jl Engng Geol.*, 9(1), pp. 303-313.

Lombardi, G. & Deere, D., 1993. *routing design and control using the GIN principle*, pp. 15–22.: Water Power and Dam Construction.

Multiconsult, 2018. *Interim Factual Report Curtain Grouting – Upper Left Abutment. Moglice Main Dam. Report: 128424-SEC-RAP-003.*

Pettinaroli, A., Ruggerio, M. & Balconi, G., 2017. The Grouting Line - A case history of compensation grouting with TAM application in an urban area in Warsaw. *Geotechnical News*, June, pp. 25-30.

Statkraft, 2018. *https://www.statkraft.no/om-statkraft/Prosjekter/Albania/devoll/*.

Tunbridge, L., 2017. *Hydraulic conductivity determination by Lugeon test - testing in practice*. Oslo, 30 – 31st January 2017, Workshop – Drainage of large rockslides .

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2018

FOLLOBANEN - FROM START TO BREAKTHROUGH. BIG DATA MANAGEMENT AND INNOVATION INTEGRATION.

FOLLOBANEN – FRA OPPSTART TIL GJENNOMSLAG. PROSJEKTSTYRING VED BRUK AV BIG DATA OG INNOVASJON.

Follobanen - From start to breakthrough. Big Data Management and innovation integration.

Fernando Vara, Project Director - Acciona Ghella Joint Venture.

SAMMENDRAG

Follobane-prosjektet er det største infrastrukturprosjektet i Norge og blir Nordens lengste jernbanetunnel. Hovedtunnelene (36 km) er blitt boret ved bruk av fire 9,96 m diameter dobbeltskjold tunnelboremaskiner (TBM) spesielt designet for bruk i hardt norsk fjell. Disse maskinene, som monterer prefabrikerte betongelementer på tunnelveggen ved hjelp av et løftesystem som setter elementene på riktig plass, har aldri før vært brukt i Norge. Acciona Ghella Joint Venture er ansvarlige for arbeidet. Prosjektledelsen har tatt i bruk nyskapende metodikk med sterke innslag av innovasjon. Dette har skjedd gjennom implementering av egenproduserte programvarekontrollsystemer, som Cutter Discs Management System og Connected Operational Intelligence System (COI). Denne egenutviklede programvaren består av spesifikke Big Data-styringssystemer som gir oppdatert informasjon om TBMenes fremdrift, tilgjengelighet, nedetid, pregrouting, trafikkstyring, kutterforbruk og kvalitetskartlegging fra segmentfabrikken. I sum representerer det et innovativt, oppdatert og mer effektivt kontrollsystem, samt at det vil være et nyttig verktøy for omfattende dataadministrasjon i fremtidig prosjektanalyse.

SUMMARY

The Follo Line project is the largest Infrastructure project in Norway and will become the longest rail tunnel in the Nordic countries. The main tunnels (36 km) have been excavated with the use of four 9,96 m Diameter Hard Rock Double Shield Tunnel Boring Machines (TBMs). These kind of machines (double shielded and capable to place precast lining at the same time they execute the excavation) have never been used before in Norway. Acciona Ghella Joint Venture is jointly responsible for the works. Such an innovative methodology has been extended as well into the construction management level, with the integration of innovation through the implementation of different in house developed software control systems, like Cutter Discs Management system and Connected Operational Intelligence System (COI).These developed software are specific Big Data-management systems that provides updated information about TBMs performance, availability, downtime, pregrouting, traffic management, cutter consumption and quality mapping from the segment factory. In summary it represents an innovative updated and more efficient control system and a useful Big Data management tool for future projects analysis.

INTRODUCTION

The Follo Line Project is currently the largest transport project in Norway. The project consists of a 22 km new double track railway line between Oslo Central Station and the new station at Ski, south of Oslo. Acciona Ghella Joint Venture will construct the main part of the 20 km long tunnel, which will be Scandinavia's longest when it is finalized at the end 2021.

As of the date of this paper is written, two of the fours TBMs have finished the excavation (9 km each) and the reaming two are still 1,5 km each from the breakthrough.

One of the main challenges of the project is the complex logistic design of the area where the works are placed. It is key to ensure that production, maintenance and logistics are maintained 24/7 hours with no impact in terms of noise and dust on the surrounding area.

The Follo Line EPC TBM project has built at Åsland a kind of small city, with plenty of facilities (barracks for 450 workers, canteen, offices, warehouses, plants, factories, workshops, etc). It is a reality that cities have become to be managed and controlled under different software and APPs, (parking, driving, efficiencies in lighting consume, traffic management, etc.). Acciona Ghella Joint Venture has implemented this kind of "smart city" concept into the Follo Line construction site. Through electronic tablets, smart phones and last generation technologies and parent companies in house developed software, has been able to control in an integrated way tunnel and precast concrete factories production, traffic control, safety and cost control. This unique integrated digital platform has allowed AGJV to manage and understand in a better way all the millions of data that in daily basis are generated on site.

Before getting into the description of how AGJV has implemented those tools, a brief summary on how the TBMs in the Northern direction have performed the excavation will be presented.

TBM PERFORMANCE. NORTHERN TBMs.

The tunnel contract has an approx. value of 8.7 billion NOK (1 billion euro). Key project facts:

- 37,000 ml TBM tunnel.
- 9 M tons of rock
- 140,000 concrete segments
- 1 M m3 of concrete

For the excavation of the 36 km. of tunnels, Acciona Ghella Joint Venture procured four brand new tunnel boring machines (TBMs) to Herrenknecht, a worldwide German TBM specialized company. The main characteristics of the TBMs are:

- Adapted to high rock strength. Bane Nor input based on Norwegian experience
- 71 Cutter rings 19" on 70 tracks
- Heavy structure, stiff support
- Diameter machine/tunnel: 9.96 m/8.75m
- Length of machines: 150 m
- Weight: 2,400 tons
- Installed Power: 6,200 kW.
- Main bearing size increased to ø 6.6 m

The TBMs were designed, manufactured, preassembled and commissioned at Germany (Herrenknecht facilities at Schwanau) previously to their transport to the job site. This works took one year for the 4 TBMs (the contract signature took place on 15th March 2015). This fantastic production process allowed AGJV to gain some float for the start of the works.

Figure 1. TBM pre-assembly at Herrenknecht factory. Schwanau, Germany

Figure 2. TBM Transport to site by the use of special vehicles.

The TBMs 1 and 2, which were facing towards Oslo direction (North), started excavation on 5th September 2016 (TBM 980 named Queen Euphemia) and on 10th October (TBM 981 named Queen Ellisiv). The breakthrough of both TBMs took place on 11th September 2018.

Figure 3. TBM 1 (S-980 Euphemia) and TBM 2 (S-981 Ellisiv) after Factory Acceptance test at Schwanau.

In the table below the main production excavation dates and values are summarized:

	TBM 1	TBM 2
START DATE	05/09/2016	10/10/2016
BREAKTHROUGH DATE	11/09/2018	11/09/2018
TOTAL LENGHT EXCAVATION (M)	8.897,45	8.907,80
PREGROUTING EXECUTED (M)	1.448,62	1.350,82
TOTAL EXCAVATION (DAYS)	736,00	701,00
TOTAL MONTHS EXCAVATION	24,00	23,00
TOTAL NET AVERAGE (M/DAY)	12,09	12,71
TOTAL AVERAGE PRODUCTION (M/DAY)	14,60	15,30
TOTAL AVERAGE (M/MONTH)	314,31	381,22
TOTAL PRODUCTION AVERAGE (M/MONTH)	379,60	397,80
MAX DAILY EXCAVATION (M)	28,80	34,20
MAX WEEKLY EXCAVATION (M)	149,30	162,00
MAX MONTHLY EXCAVATION (M)	523,25	583,00

Table 1. TBM 1and TBM 2 production rates.

The previous figures have to be interpreted into the following context:

- Pregrouting affects normal TBM excavation, as no excavation is possible during this activity.
- In the extremely hard Norwegian rock, the TBMs cutters consumption is massive, requiring lots of TBMs operators' entrance into the cutter head chamber for checking cutters status and change cutters.

Even with these two factors taken into account, the TBMs have achieved the expected TBM production rates (between 14 and 15 m a day), so it proves that the TBM tunnel methodology is more than capable to be used for excavation of tunnels in tunnel, compared with standard drill&blast methodology.

Now we will describe the innovative tools that have been used in the Follo Line project for analyzing all the data produced during the execution of the works.

PROJECT CONFIGURATION.

In order to better understand the needs and the capabilities of the software to integrate the activities at the job site, a brief description on how the site has been developed is required.

The configuration of the area where the project was settled is an approximately 200,000 m2 of platform, close to the exit 26 of the E-6 Highway that connects Oslo with Stockholm, and it includes the area for the spoil.

The first complex task was to define and integrate the whole number of factories and installations that where needed, assuming that the time factor was critical. After months of design discussions, the final design split the logistic areas in two: one for the three precast factories that would produce 140,000 precast concrete segments (includes the spoil area) and it is placed at level 169.

Figure 4. Aerial picture of the precast Factories area

The second area is the audit tunnel entrance, where the access to the main tunnels is placed at level 150.

In the lower area, different plants and equipment have been assembled, that will feed the necessities of the 4 TBMs. The main facilities are:

- Crushing plant
- Conveyor belts
- Grouting plants
- Water treatment plants
- Ventilation system
- Workshops and warehouse
- High and low voltage transformers

Figure 5. Aerial picture of the lower Area

The integration and coordination of all the equipment installed into the main areas previously described above, has been one of the key elements and success factors on the EPC TBM Follo Line project. On the top of the described areas, a common “construction green” area, that includes offices, barracks for 450 workers and a 24 h canteen, has been assembled close to the site for the white and blue collars.

THE NEED OF BIG DATA INTEGRATED MANAGEMENT TOOLS: CMS AND COI

As described previously, the cutter consumption control is critical for the TBMs performance. The need for entrance into the TBMs chamber and check cutter status created the necessity of development a tool that could allow to reduce this time, in order to minimize the impact on TBM production. The Cutter Monitoring System was finally developed with this intention.

CUTTER MONITORING SYSTEM (CMS).

The cutter disks is a key element of any tunnel that is bored with the use of Tunnel Boring Machines. Cutter disks are steel tools integrated in the front part of the machine (cutter head) and are the main responsible for the excavation of the TBMs. Cutter disks maintenance is key in any TBM project, as when cutters must be changed in the middle of a tunnel, the costs of downtime as well as the cost of refurbishing or replacing the cutters can be huge.

The number of cutter changes in the Follo Line EPC Project was expected to be in the order of 1,000 cutters for the four TBMs each month, so 24,000 changes were expected. The improvement of the number of changes, control and maintenance of this activity was critical for the project, so the TBM production interference was reduced to a minimum.

This was the main purpose of the development of the Cutter Monitoring System. Acciona invest around 200 M € in a yearly basis in R&D, and the development of this software is part of this investment. The cutter monitoring system is a tool developed by Acciona´s IT department for control and management of cutter changes. The main purpose of the tool is to facilitate the daily activities of cutter wear control and cutter changes.

As of today, the TBM cutter control was managed through a classic paper-based system. The TBM worker got access into the cutter head chamber and after a visual check of the cutter´s wear status, decided how many cutters need to be changed. A second operator collect the data and update it into a daily paper sheet, that during the day was manually submitted to the main office where a site TBM engineer introduced all the data into an excel file. This process has been ok for years, but it was clearly improvable due to:

- The need of a continuous access to check the cutter status, with the safety risk this operation requires,
- Paper is the main part of the process. Clear risk of losing the data, paper lost, uncertainties in the reporting.
- Number of resources and timing of the process. Long tome till the information is processed.
- Decision can be taken without the right data or information

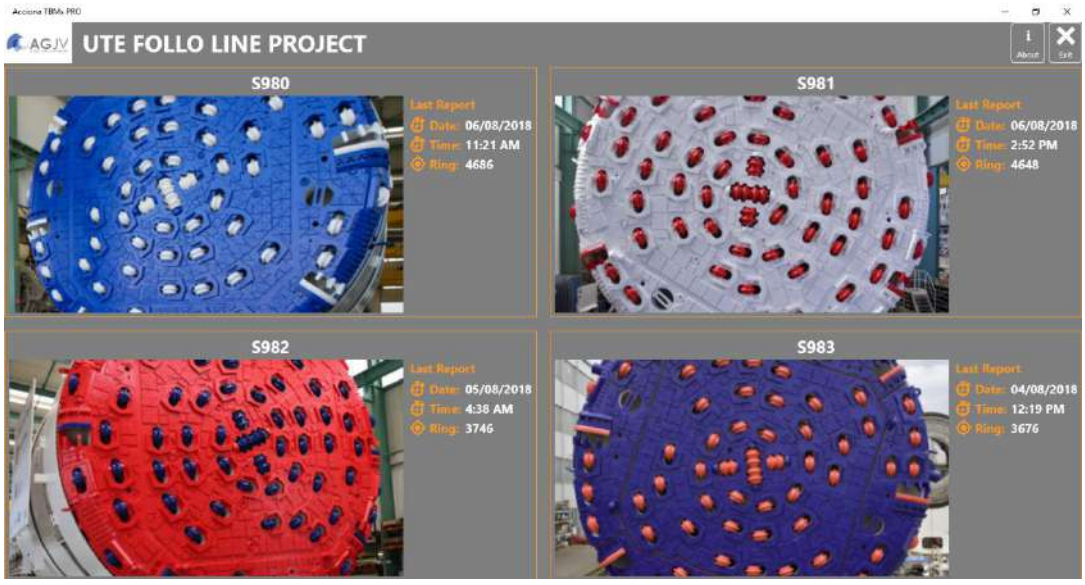


Figure 6. Main Menu. The 4 TBMs can be analyzed.

With the cutter monitoring system, some of the above constrains are improved. The tool works under a tablet device concept, protected enough to be allowed to be used by the TBM workers in a daily basis and managed into a very aggressive environment, as the TBM cutter head is a non-friendly environment. Each device is associated to each TBM and can be operated by different users. The main responsible of the management of the software and the tablet is the cutter head leading hand, who controls and decide the entrance of the workers in the cutter head and is the final decision maker in terms of the cutter disk has to changed or not.

Figure 7. TBM operator using the tablet at the cutter face.

All the data generated in the cutter head chamber feeds the system and the reporting tool in the same way as the previous paper-based system did. But with the Wi-Fi connectivity of the TBM and the digital platform implemented, the transfer of data is instantaneous, and all the tablets and devices have real time access. This is a clear improvement in the whole process and creates a much more robust and useful platform for control and analysis

The two main tools that are used in the application are: tool are wearing forecast and cutter head operation.

Wearing Forecast

The wearing forecast option allows to estimate, without the need to access the TBM cutter head chamber, the status of the cutters.

It takes as the starting point for analysis the last revision made, and the application makes the wearing forecast based on the last rings excavated. Due to this, is key to report in a correct way all the wearing performed as of the last ring, so the model can be accurate.

The cutter head is represented, and the real position of each cutter is shown. The wearing is estimated based on a color coding that provides the status of each cutter and the potential damage in the following advances of the TBM, allowing the operator and engineers to make the decision if it is needed to change the cutter or not in the short term. The information as introduced by the cutter head worker flows immediately to all the teams, so an analysis and discussion can take place immediately and a decision can be taken in real time. Due to this, a cost efficiency is implemented in the overall process, reducing time, efforts and risks of wrong decisions taken by mistake

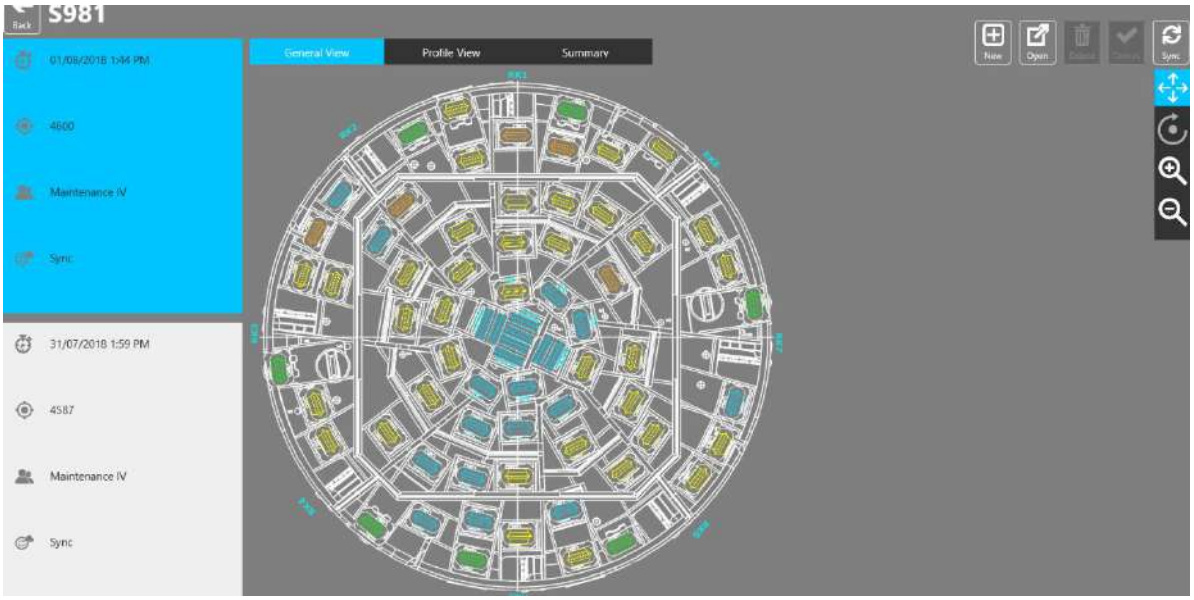


Figure 8. Cutter head color coding for measuring the wearing.

Cutter head operation.

The second main tool of the software is the cutter head operation option. The cutter operation mode gives the opportunity to the cutter head operator to make real time analysis on the status of the cutter head, check the historic reporting of each cutter, how many times has been changed, all under three options: full cutter head view, detailed and cutter profile option.

Based on the information provided by the system, the time for review, inspection and the preventive measures to take in advance are optimized, and all the process is improved in terms of time and cost.

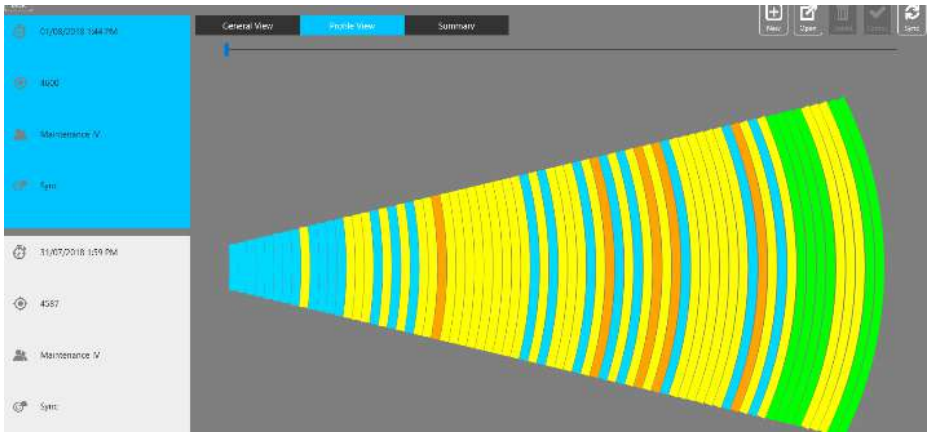


Figure 9. Cutter head real time analysis of cutter status.

Conclusions.

The implementation of the cutter monitoring system in the Follo Line EPC TBM project has been a huge step forward in the cutter analysis and maintenance field. The main advantages an improvements of the new system are:

- Is user friendly, so it speeds up the whole process.
- Reduce the use of paper, as the system is fully integrated into a digital platform.
- Reduce manual steps, so reduce the potential human mistakes.
- One single resource manages the whole process, with a clear reduction of cost and resources involved in the process
- All the project information is shared, so common knowledge for all the team.

CONNECTED OPERATIONAL INTELLIGENCE SYSTEM (COI)

The Follo Line EPC TBM project is unique especially due to four TBMs starting from the same point is very unusual and generates, from a logistic point of view, a real challenge in terms of coordination of all the activities. Any improvement in this area is of great advantage from the cost-efficiency perspective.

Until now the construction industry has evolved through incremental improvements, with low embracing of new technologies. Acciona Infrastructure is focused on improving, with the help of new technologies, how to better manage their projects. One of the innovative tools that has been implemented for the Follo Line project jointly by Acciona´s Digital Transformation Department, and technology company Worldsensing, is the connected operational intelligence system (COI).

The implemented solution is a GIS real-time and historical decision support system, that through 4 specific use cases provides enhanced data visualization, real time monitoring and historic data access. Also provides on-site personnel with a single tool for status check and a persistent memory of the project for future reference.
The main characteristics of the COI are:

- Support the user (Site Manager), with real-time information and analytics to help quick decision-making.
- Real-time info regarding Health & Safety and Environment conditions.
- Simplify and automatize reporting requirements.
- Be intuitive and simple to learn and implement by users.

After analysis and discussion with the site team about what areas where more suitable for the use of the COI system, 4 where identified:

- TBM Productivity: to automatize the TBM data collection process and analyze it in real-time to deliver tailor-made reports for quick decision making.
- Tunnel Precast Segments Production Monitoring: monitor production progress in real-time for the 3 production lines. Quality control analysis with tailor-made reporting.
- SCADA and CCTV: integration of the SCADA system and cameras into the tool, to provide visual information and real-time status of sensors.

- Tunnel Traffic Monitoring: plan and control tunnel traffic based on width and height allowances.

We will describe the first two:

TBM Productivity.

The TBM productivity is one of the tools under the COI platform that allows to reduce paper dependency and eliminates data mangling in Excel. It provides visual analysis tools that increase stakeholder's visibility of operations and also provides online always-on data. It creates and manages a massive big data archive for legacy analysis, data acquisition and easy access to pdf reports

Previously the modus operandi for TBM reporting was based on the following workflow:

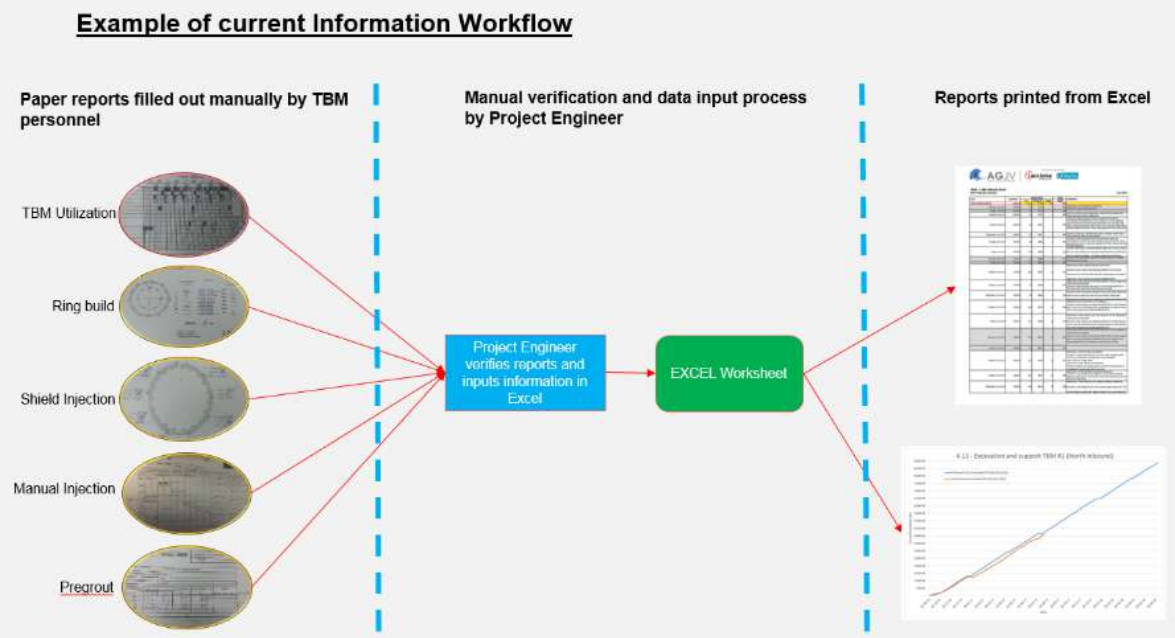


Figure 10. Previous TBM production report workflow.

This reporting methodology is very consuming in terms of resources, as all the key data and parameters that the TBM produces have to be manually transferred to excel files suited for specific analysis. This is done in different steps: the TBM operator fills the TBM production report on the TBM cabin and when he finishes his production shift, gives it to the site engineer. The engineer when is back from the TBM at the office, transfers all the data as registered in the paper report to the excel file. Then reports can be produced and different key aspects of the TBM daily production (as TBM performance, ring build time, pressures and consumes in the shield injection, pregrouting, etc) can be analyzed and studied by the managers for improvement, adjustments, cost analysis, etc.

With the use of COI and the TBM production tool, the data are managed as follows:

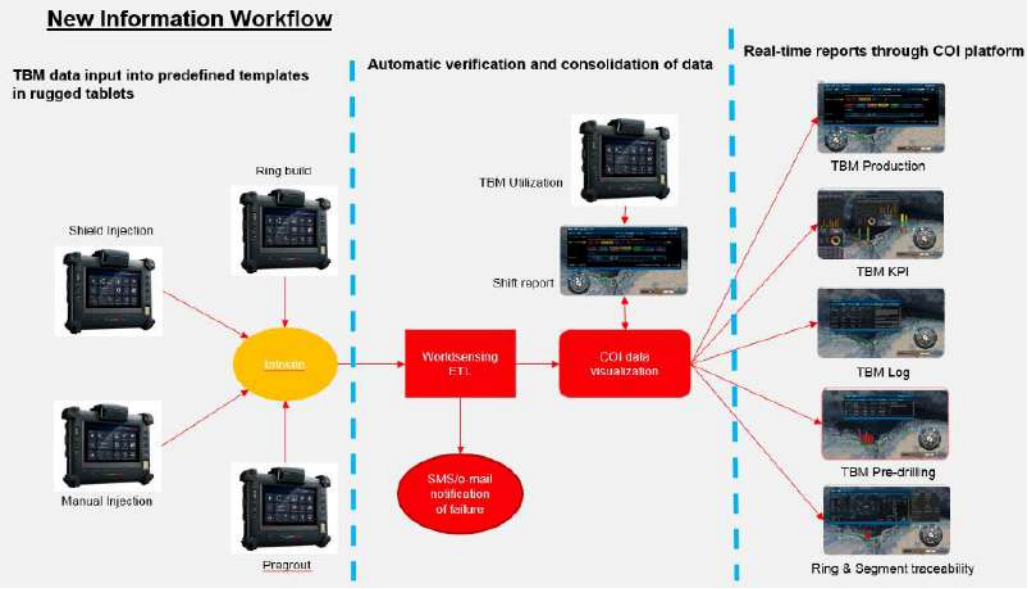


Figure 11. COI TBM production report workflow.

Under this new methodology, the TBM operator introduces all the data in robust tablets, and all the data is registered under the software. Then it allows all the info to be instantly available for all the team and different kind of reports are available for analysis, under a much more friendly-user style, totally integrated and linked to the overall process and with the use of just one resource and in much shorter time.

This allows the management team to report and review the daily TBM data and share the information in much better way than before.

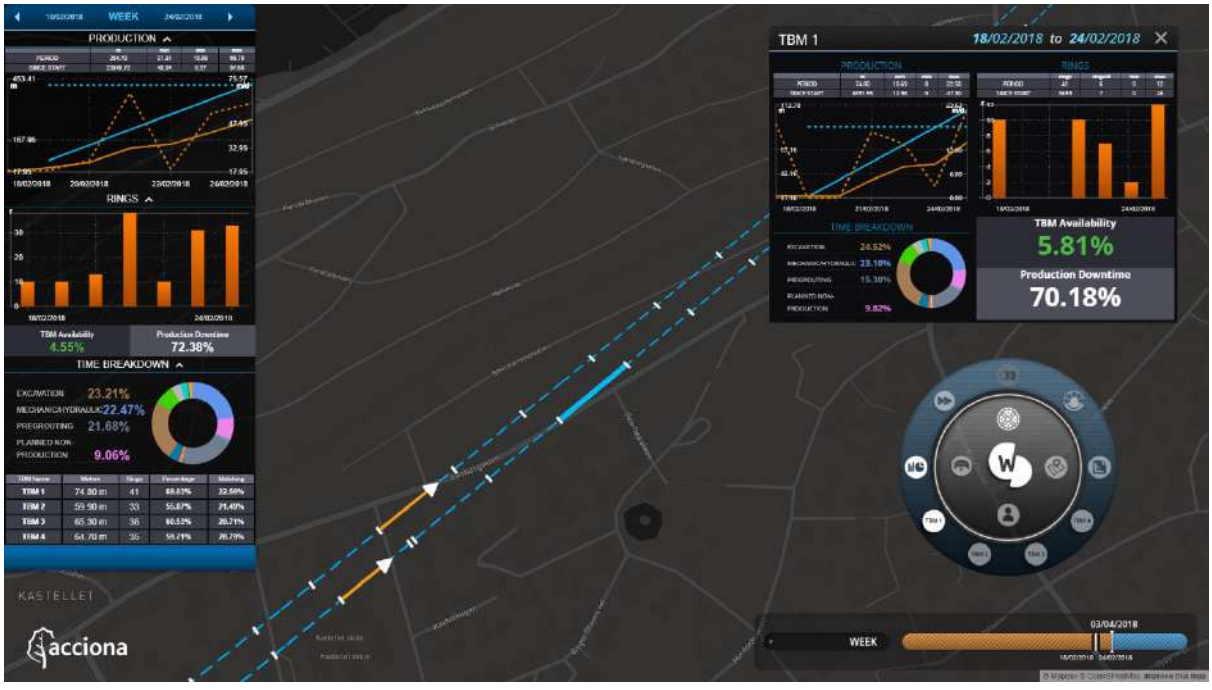


Figure 12. Some examples of daily TBM production reports.

Tunnel Precast Segments Production Monitoring.

As described previously, 120,000 Precast Segments are produced on site in three concrete precast factories. As any industrial precast factory, any second or minute improvement in the industrial production process means a lot savings in terms of time and cost. With the COI Tunnel Precast Segments Production Monitoring tool, under a similar concept as the TBM Productivity menu, the data of the daily production reports (previously based on paper reporting and posterior excel file transfers) are filled with the use of tablets by the precast operators and foreman.

The 3 factories are integrated under the same platform and the software integrates all the date related to concrete production, segment defects and repairs, consumes, timing of curing, transport, etc. Under a full three factories integrated report style, a much more comprehensive and real data analysis can be done by the managers, and decisions and reports are optimized with much less resources and time consuming.

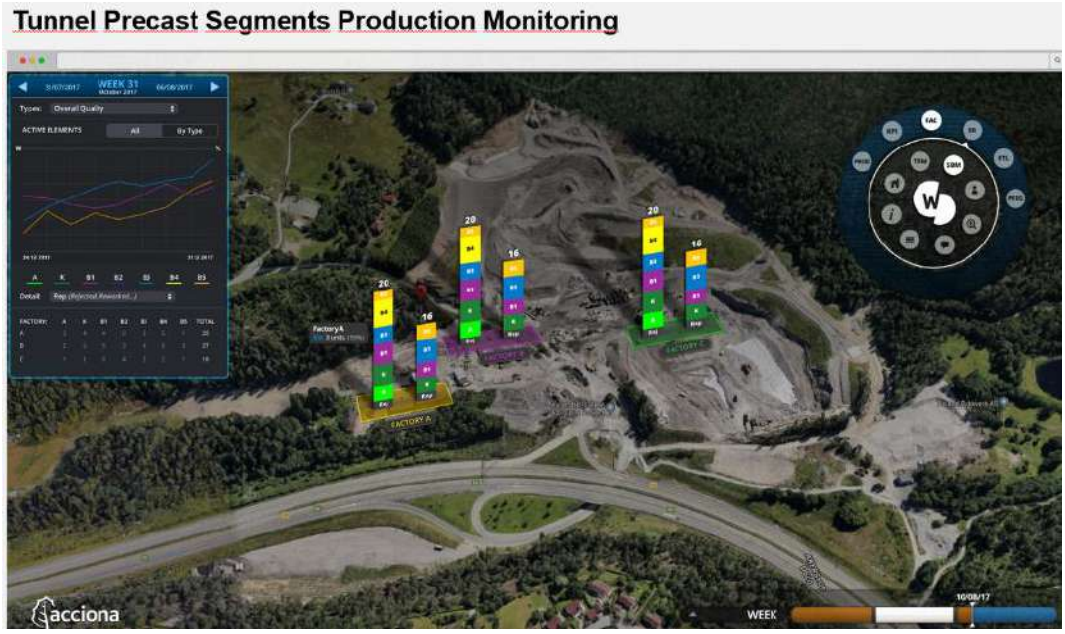


Figure 13. Three Precast daily production report under COI platform.

Conclusions

The COI is a unique project tool that integrates a massive number of daily data produced by the TBMs and precast factories into a single platform for analysis and reporting, with the use of much less resources and avoiding potential mistakes and loss of information. It provides:

- Automatic data cleanup and business rules
- Easy correction of imported data
- Eliminate data mangling in Excel
- Provide visual analysis tools covering all KPIs
- Provide production traceability

- Increase stakeholder's visibility of operations
- Provide online always-on data
- Archive for historical analysis

FINAL CONCLUSIONS

The Follo Line EPC TBM project is a very complex and iconic infrastructure project. The use and integration of innovation and new technologies into the daily production activities has changed the way of managing big data and reporting, and as a result a huge improvement of the whole production cycle and cost and time improvements have been achieved. This is clearly the way the future infrastructure and construction projects have to be orientated, with the use and integration of new technologies that allows to continuously improve the cost, safety and efficiency in the whole production chain.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

TBM-BORING I TETT BEFOLKEDE OMRÅDER: STRUKTURLYD OG KOMMUNIKASJON MED BERØRTE NABOER VED FOLLOBANEPROSJEKTET

TBM-tunneling in urban areas: Structural noise and communication with affected third parties at the Follo Line Project.

Forfatter(e):
Gro Haldis Elden, Bane NOR
Silje Paulsen Breckan, Bane NOR
Clas Ola Høsøien, Multiconsult
Gisle Kvaal Grepstad, Bane NOR

SAMMENDRAG

Follobaneprosjektet bygger en 22 km lang dobbeltsporet jernbane mellom Oslo og Ski, og er for tiden Norges største samferdselsprosjekt under utbygging. Denne artikkelen beskriver hvilke utfordringer Bane NOR har hatt med strukturlyd i forbindelse med boring med TBM under bebodde områder. Bruk av tunnelboremaskiner i flere tett befolkende områder stedvis med liten overdekning, har medført behov for omfattende målinger av strukturstøy, beregninger av antallet personer som vil bli berørt samt planlegging og organisering av avbøtende tiltak. Planleggingen og erfaringene fra gjennomføringen av disse tiltakene, og kommunikasjonsstrategien for både naboer og helsemyndigheter, er presentert her.

SUMMARY

The Follo Line Project is currently the largest infrastructure project under construction in Norway and consists of a 22 km long double track railway between Oslo and Ski. This paper describes how tunnelling in urban areas has posed and poses challenges with respect to structural noise that affect residents above the tunnel path. The ongoing construction of the tunnel section of The Follo Line Project required many considerations as the tunnel boring machines worked their way through several densely populated areas with occasional limited overburden. The structural noise generated by the machines required mitigation measures for nearby residents, as well as measurement of noise levels. The planning and execution of these measures, as well as communication strategy to both residents and local authorities, are presented here.

INNLEDNING

Kort beskrivelse av Follobaneprosjektet

Follobaneprosjektet er en del av InterCity-prosjektet og vil øke kapasiteten og bedre reisetilbudet for de reisende sørøst for Oslo når den etter planen skal stå ferdig i desember 2021. Når Follobanen står ferdig betyr det at reisetiden mellom Oslo og Ski halveres, og traseen går gjennom Nordens hittil lengste jernbanetunnel. Nye Ski stasjon blir det mest

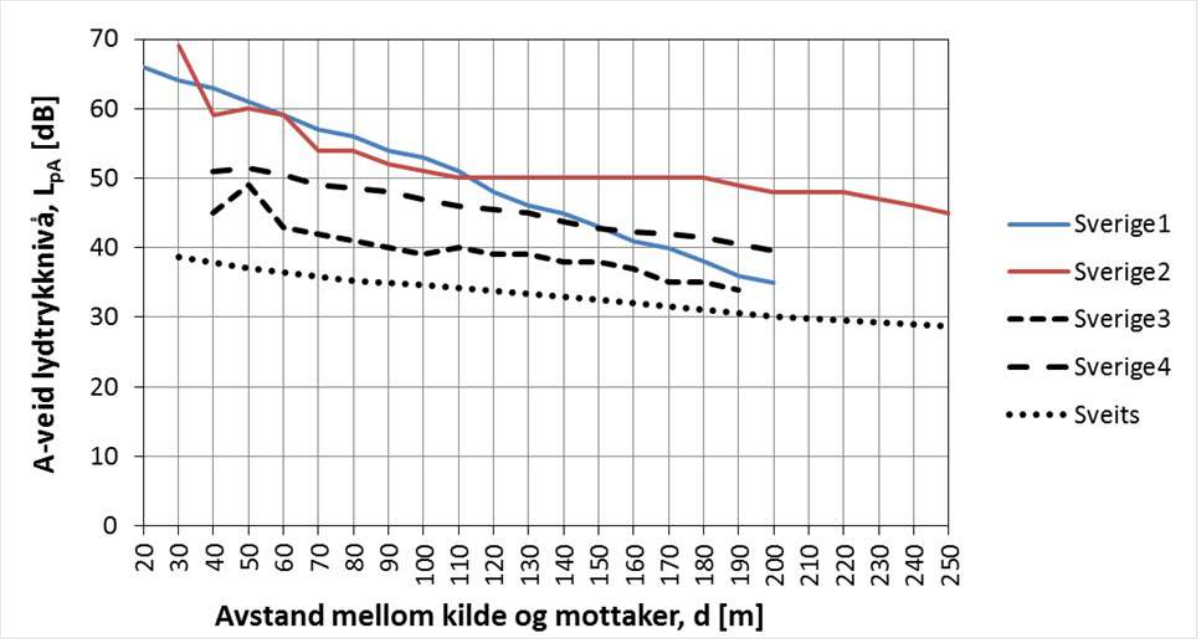
synlige resultatet av det store Follobaneprosjektet, Norges største samferdselsprosjekt i nyere tid.

Denne artikkelen tar for seg det omfattende arbeidet som er blitt lagt ned for å sikre en god håndtering av de berørte naboene underveis, der støyberegninger og målinger har vært viktig for å kunne gi korrekt informasjon og beregne behov for avbøtende tiltak. I løpet av 2018 vil tunnelboringen under bebygde områder være ferdig, slik at Bane NOR nå har høstet mange erfaringer i dette nær ferdigstilte arbeidet.

STØYGRENSER, MÅLINGER OG BEREGNINGER

Støy er et sentralt miljøtema i forbindelse med alle anleggs- og tunnelprosjekter, og ved vurdering av bruk av TBM på Follobanen ble strukturstøy raskt et tema. Det var lenge siden TBM hadde vært benyttet i Norge, og ser en bort fra boringen med Madam Felle i Bergen, var erfaringene fra tidligere enten fra vannkraftprosjekter i grisgrendte strøk eller fra boring av kloakktunneler, blant annet i Oslo og Bærum med diameter 3,0 – 3,4 m, mens maskinene på Follobanen har en diameter på 10 m. Tilfanget av relevante erfaringsdata i Norge var med andre ord begrenset.

For å kunne vurdere konsekvenser med hensyn på strukturlyd ble det derfor hentet inn måleresultater for TBM-driving i harde bergarter fra Sverige og Sveits, se Figur 1.

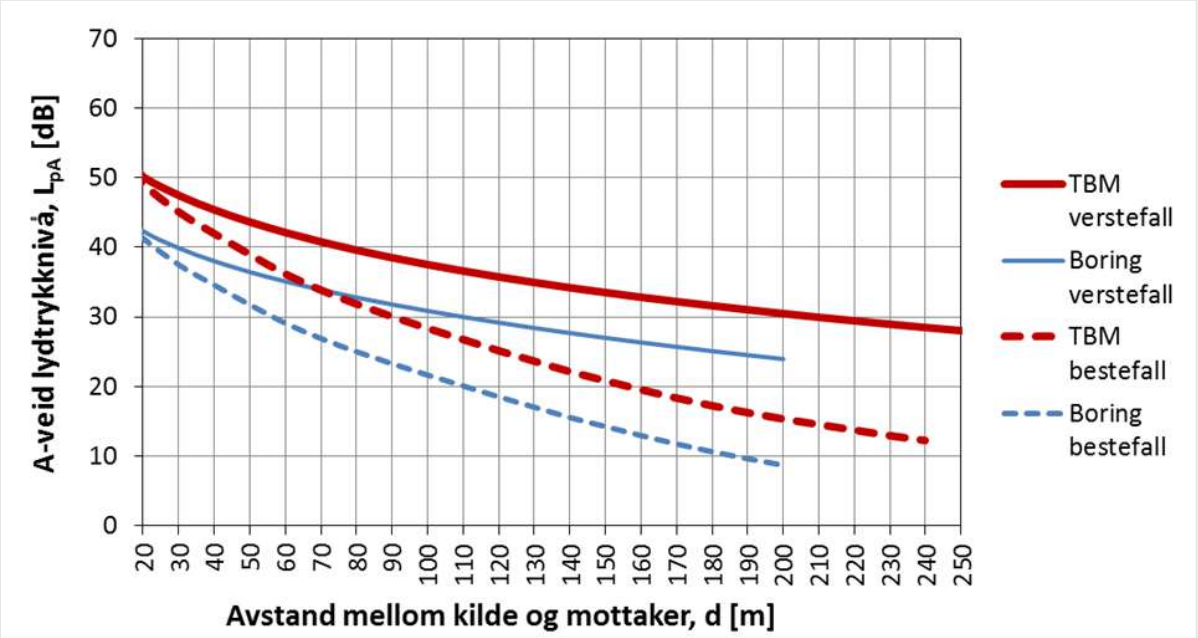


Figur 1: Målt total avstandsdemping i prosjekter med TBM-driving

I tillegg ble det gjort nye analyser av måledata fra konvensjonell driving av togtunnel mellom Lysaker og Sandvika. Geometrisk avstandsdemping og frekvensavhengig tap knyttet til bergartens egenskaper er vurdert å være lik for de to drivemetodene, og ble beregnet etter modell fra Ungar og Bender. I modellen er det frekvensavhengige tapet knyttet til P-bølgehastighet og tapsfaktor i bergarten.

Basert på disse resultatene, inkludert vurdering av tunneldiameter og omdreiningshastighet for TBM, ble det utarbeidet en enkel sammenheng mellom drivemetode og avstand mellom

tunnel (kilde) og bolig (mottaker). I disse første estimatene ble P-bølgehastighet satt til 3500 m/s og tapsfaktor til 0,01 for verstefallssituasjon. Sammenhengen er vist i Figur 2, hvor "verstefall" angir forventet lydnivå i rom ved fundamentering direkte på berg, og "bestefall" tilsvarende for rom i bygning fundamentert på løsmasser over berg.



Figur 2: Første estimat for verste- og bestefallssituasjon avstandsdemping TBM og konvensjonell boring

For prosjektet ble det vurdert å legge til grunn innendørs anbefalte grenseverdier for støy fra bygge- og anleggsvirksomhet slik de er gitt i T-1442:2012, som vist i Tabell 1 nedenfor.

Bygningstype	Støykrav på dagtid ($L_{pAeq12h}$ 07-19)	Støykrav på kveld (L_{pAeq4h} 19-23) søn-/helligdag ($L_{pAeq16h}$ 07-23)	Støykrav på natt (L_{pAeq8h} 23-07)
Boliger, fritidsboliger, overnattingsbedrifter, sykehus og pleieinstitusjoner	40	35	30
Arbeidsplass med krav om lavt støynivå	45 i brukstid		

Tabell 1: Anbefalte innendørs støygrenser for bygg- og anleggsvirksomhet. Alle grenser gjelder ekvivalent lydnivå (middelverdi for rommet) i dB, i rom for støyfølsomt bruksformål.

Det ble dermed tidlig klart at det kunne være utfordrende å overholde anbefalte innendørs støygrenser beskrevet i T-1442:2012, spesielt dersom det også skulle bores på natt.

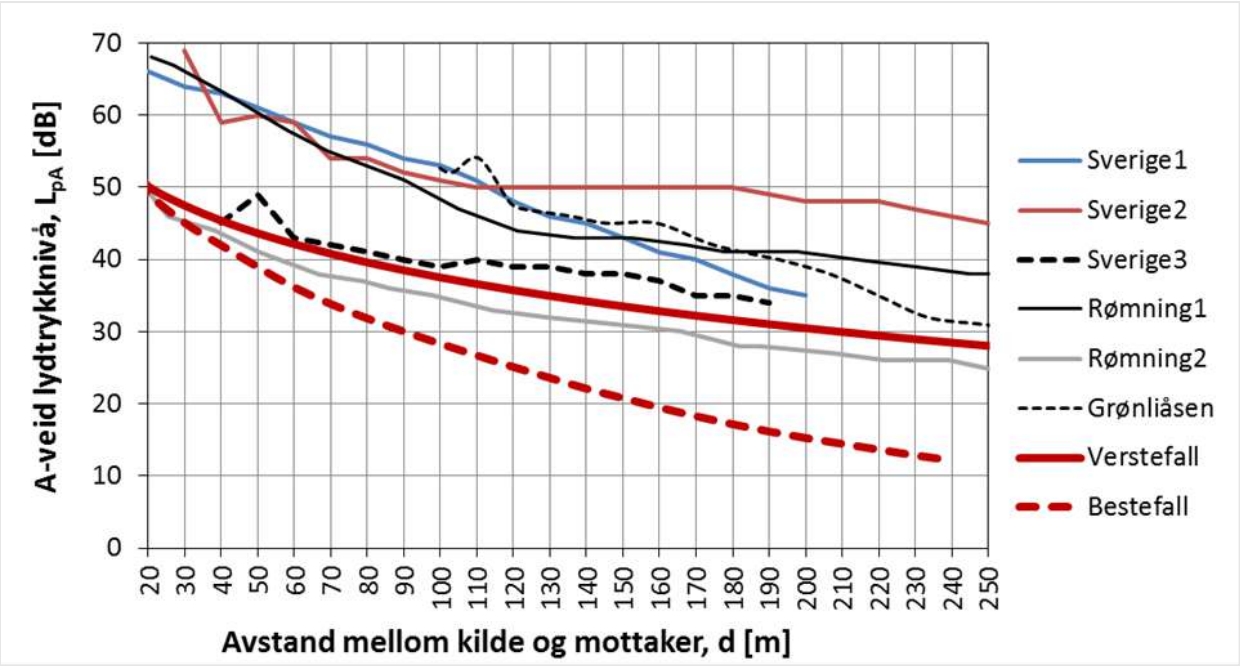
Grunnet spredningen i de utenlandske dataene var det usikkert hvor representative disse var for Follobaneprosjektet. Da TBM-driften startet var det derfor av stor interesse å få måledata fra prosjektområdet. TBM-boringen begynte i et område uten nærliggende bebyggelse. Da TBM-ene satte i gang fra de store montasjehallene under Grønliåsen, var det allerede etablert en rømningstunnel nordover parallelt med og mellom de to løpene. I denne tunnelen (se Figur 3), og over tunnelen (se Figur 4), ble det derfor satt i gang målinger for å skaffe erfaringsdata.

Figur 3: Målekasse i rømningstunnelen

Figur 4: Målekasse på Grønliåsen

Målepunktene ble instrumentert med lydnivåmåler og vertikalgeofon for å registrere både lydnivå og vertikal vibrasjonshastighet.

Resultater fra disse første målepunktene ga lydnivåer tilsvarende de høyeste svenske målingene, og dermed høyere enn estimert verstefall, se Figur 5. I et senere målepunkt lenger inne i rømningstunnelen lå imidlertid lydnivå mer eller mindre på linje med de første estimatene (se "Rømning2" i Figur 5), selv om dette målepunktet var antatt å ha samme forhold som det første målepunktet i rømningstunnelen.



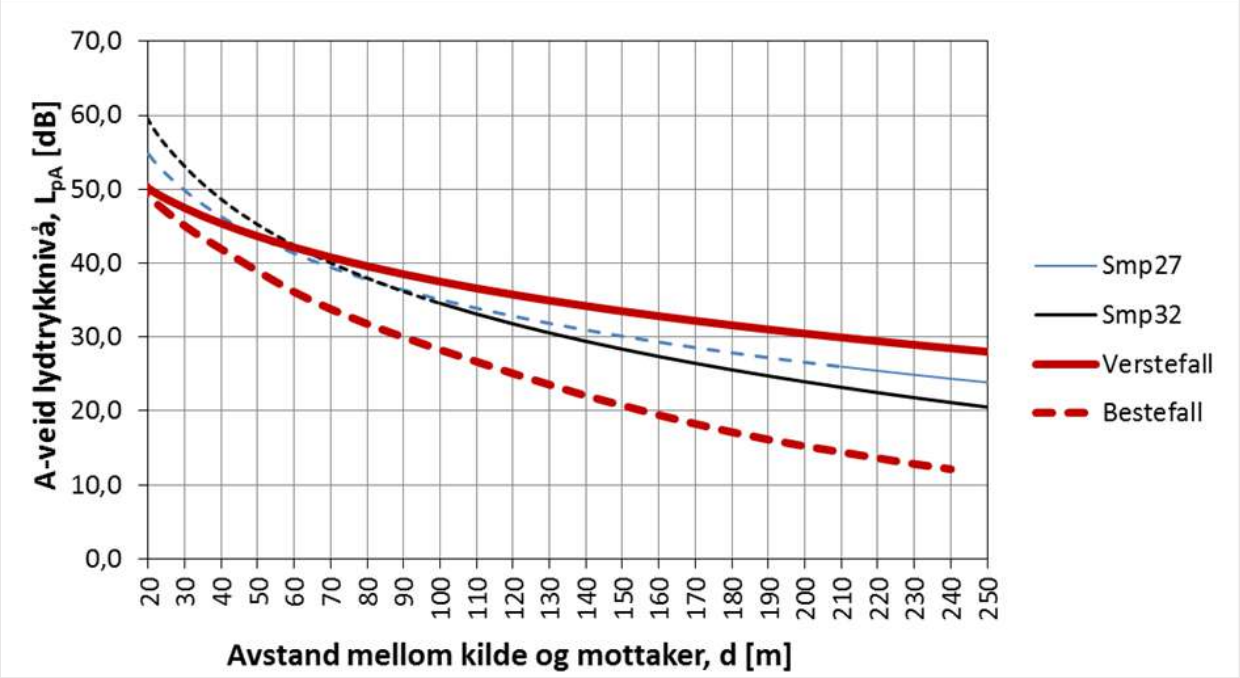
Figur 5: Beregnet TBM beste- og verstefall, målinger fra Sverige, og resultater fra rømningstunnel og målekasse på Grønliåsen.

De svenske målingene var gjennomført i de mest utsatte kjellerrom i bygninger fundamentert direkte på berg, og i rømningstunnel og på Grønliåsen ble det målt for situasjon med fritt eksponert berg. Ettersom det var sprik også i egne målinger, og et visst koblingstap mellom grunn og bygningsfundament, og videre tap i overgang mellom fundament og gulv, vegger og tak i oppholdsrom, ble det vurdert slik at verstefallsestimatet fortsatt var noenlunde korrekt. Det var imidlertid ønskelig å få dette bekreftet gjennom målinger i konkrete bygninger.

Vi mottok henvendelser fra naboer som hørte boringen tidligere enn forventet, og skjønte derfor raskt at verstefallsvurderingene ikke var overdrevet. Etter hvert som maskinene nærmet seg bebodde områder ble det derfor etablert målere i boliger, en skole og industrilokaler.

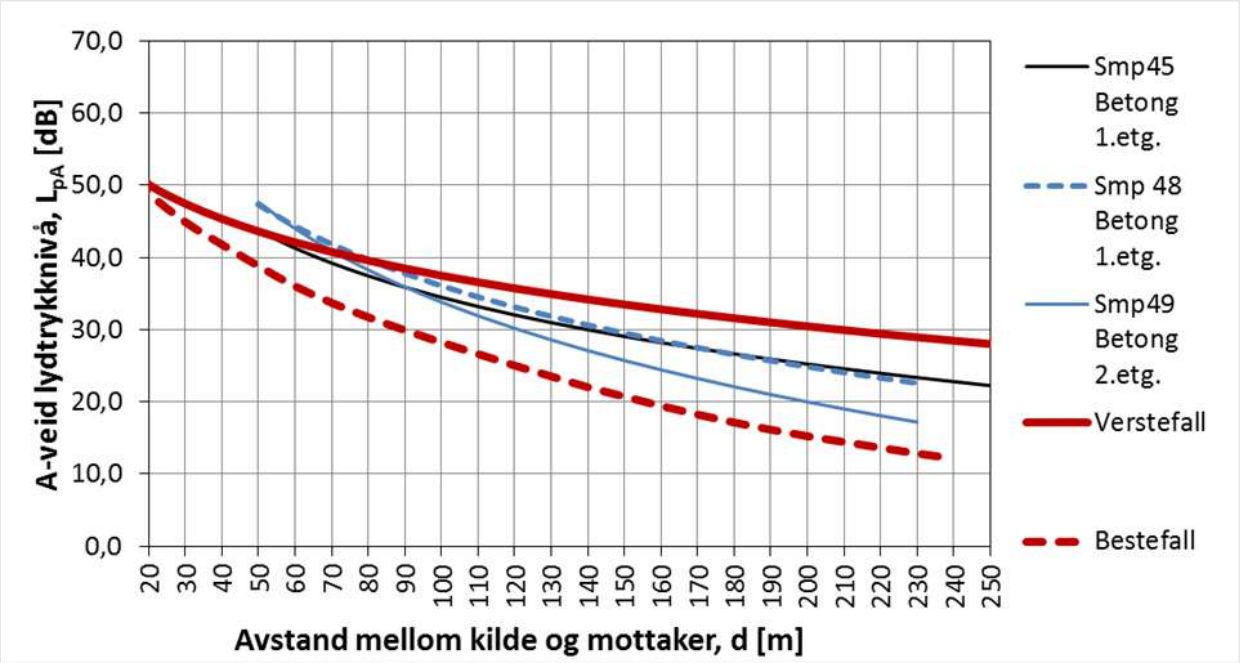
Ut fra målte lydnivåer i disse målepunktene ble det beregnet trendlinjer for estimering av lydnivå på kortere avstander. Basert på disse målingene og trendlinjene hadde en derfor en god oversikt over forventet strukturstøy når en kom til de tettest befolkede områdene med begrenset avstand mellom tunnelen og bebyggelsen over.

Figur 6 nedenfor viser en slik sammenstilling av måleverdier og beregnet trend for målinger i to eneboliger med trebjelkelag over krypkjeller med ringmur fundamentert direkte på berg. Figur 10 viser ca. plassering av målepunktene.



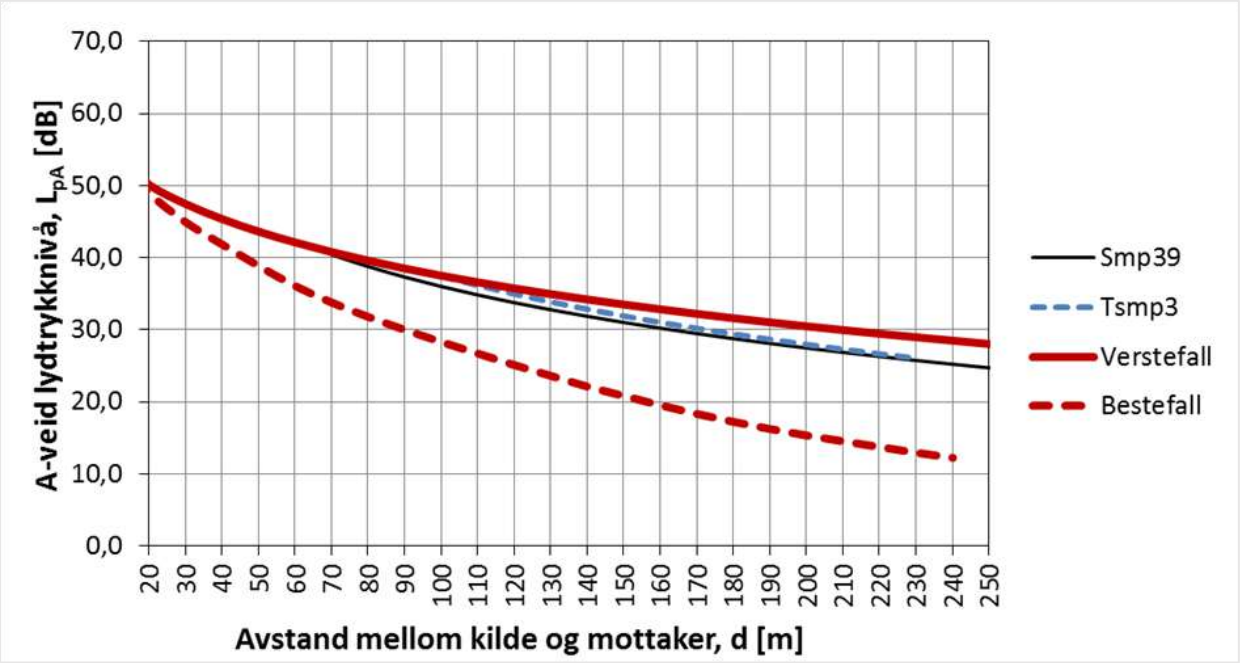
Figur 6: Trendlinjer beregnet fra målinger i mest utsatte oppholdsrom i to ulike eneboliger med trebjelkelag over krypkjeller med ringmur fundamentert direkte på berg. Heltrukne linjer for målepunktene er basert på måleresultater, og stiplete linjer er beregnet trend for kortere avstand. (Smp = støymålepunkt.)

Etter hvert er det gjort flere målinger i bygninger med ulik fundamenterings- og konstruksjonsmåte. Eneboligene i Figur 6 har krypkjeller og grunnmur fundamentert direkte på berg, mens resultatene i Figur 7 nedenfor er basert på målinger i større betongbygg med bod- og parkeringskjeller under første boligetasje.



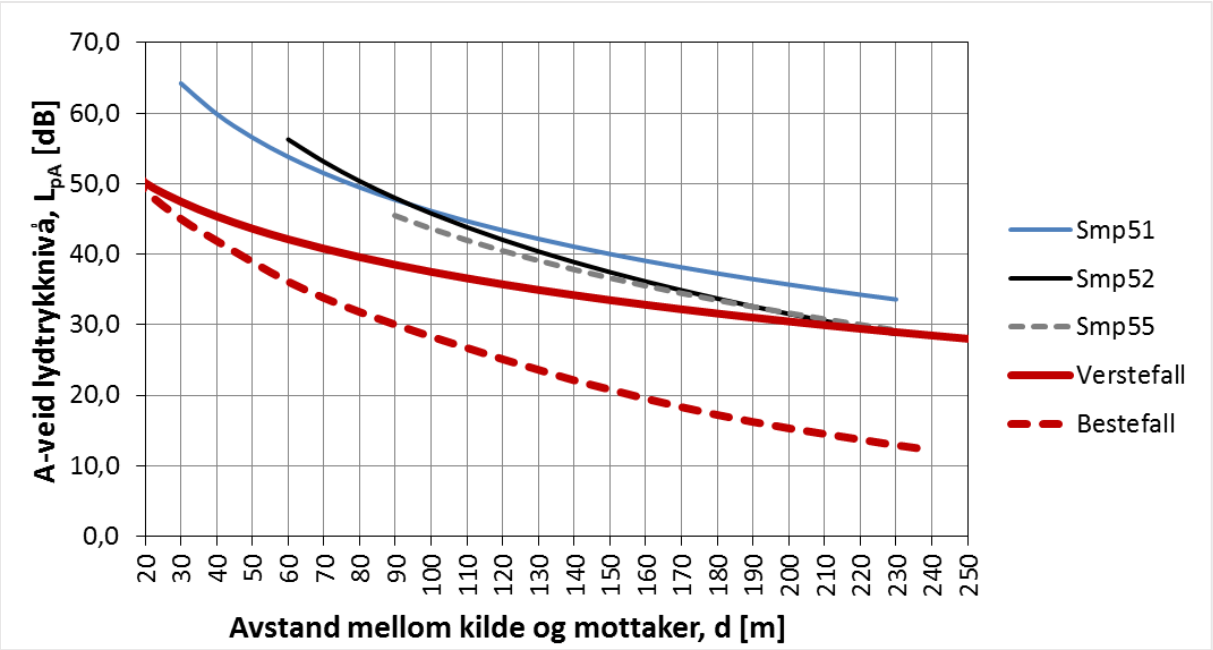
Figur 7: Trendlinjer beregnet fra målinger i mest utsatte oppholdsrom i to ulike betongbygg med kjeller fundamentert direkte på berg. Smp48 og Smp49 ligger i henholdsvis 1. og 2. boligetasje i samme bygning. (Smp = støymålepunkt.)

I figur 7 har en samtidige målinger i to av etasjene (1. og 2. etasje). Som en ser av figuren i dette tilfellet, avtar forskjellene etter hvert som TBM-en kommer nærmere og lydnivået øker, og ved ca. 50 m avstand er støyen tilnærmet lik i begge etasjer. Det er imidlertid liten forskjell mellom resultatene i betongbygg hvor kjeller er fundamentert direkte på berg (figur 7) og i enebolig med krypkjeller og ringmur direkte på berg (figur 6) for mest utsatte oppholdsrom så lenge dette ikke ligger i kjeller. Av figur 8 nedenfor går det fram at også rom med plate på tynt avrettingslag på berg ligger i samme område som de to foregående bygnings-/fundamenteringstypene.



Figur 8: Trendlinjer beregnet fra målinger i mest utsatte oppholdsrom med plate på mark/tynt avrettingslag på berg. (Smp/Tsmp = støymålepunkt.)

Figur 9 nedenfor viser trendlinjer for målinger fra rom i kjeller til eneboliger hvor kjeller er fundamentert direkte på berg. Disse målingene viser enda tydeligere enn de andre målingene at lydnivå stiger raskere med redusert avstand enn det opprinnelig estimat for verstefallssituasjon skulle tilsi.



Figur 9: Trendlinjer beregnet fra målinger i kjeller i enebolig fundamentert direkte på berg. (Smp = støymålepunkt.)

Bortsett fra målte nivåer i kjeller direkte på berg, ligger i hovedsak lydnivåene rundt estimert verstefallssituasjon. Lydnivået stiger raskere enn estimert når avstanden er liten, og krysser estimert verdi ca. ved grense gitt for dagtid (40 dB) i tabell 1. Sånn sett gir det opprinnelige estimatet et forholdsvis riktig bilde av støybelastningen, men varighet av støybelastningen er til dels overestimert og faktisk lydnivå på korte avstander til dels underestimert. At lydnivået stiger raskere ved kortere avstander kan ha sammenheng med flere faktorer:

- I opprinnelig estimat var P-bølgehastighet satt til 3500 m/s og tapsfaktor til 0,01. Basert på målingene som er gjort hittil, og seismisk hastighet som er vanlig i norsk gneis, granitt og tilsvarende harde bergarter, gir P-bølgehastighet 4500 m/s og tapsfaktor 0,05 bedre samsvar med registrerte lydnivåer og frekvensfordeling. Dette betyr blant annet at høyfrekvent bidrag blir mer avgjørende når avstanden minker, noe som er mindre utpreget i opprinnelig estimat.
- Fundamentering ser ut til å fungere som et lavpassfilter. Det vil si at i overgangen mellom grunn og fundament/bygning/rom vil lydbidrag over en gitt frekvens (kalt "knekkfrekvens") filtreres bort. Det gjenstår å undersøke om denne effekten også er avstandsavhengig, altså at knekkfrekvensen endres med avstand.

I denne typen prosjekter vil det være nyttig å gjøre seismiske undersøkelser også for vurdering av strukturlydnivåer, ettersom avstandsdempingen er avhengig av bergartens bølgehastighet. Dette er av særlig betydning dersom det blir aktuelt å overføre resultater fra målinger i andre land, med andre typer bergarter, til norske forhold.

Figur 10: Ca. plassering av støymålepunkter (Smp/Tsmp) som er referert i denne artikkelen.

PLAN FOR PROGNOSER OG VERKTØY

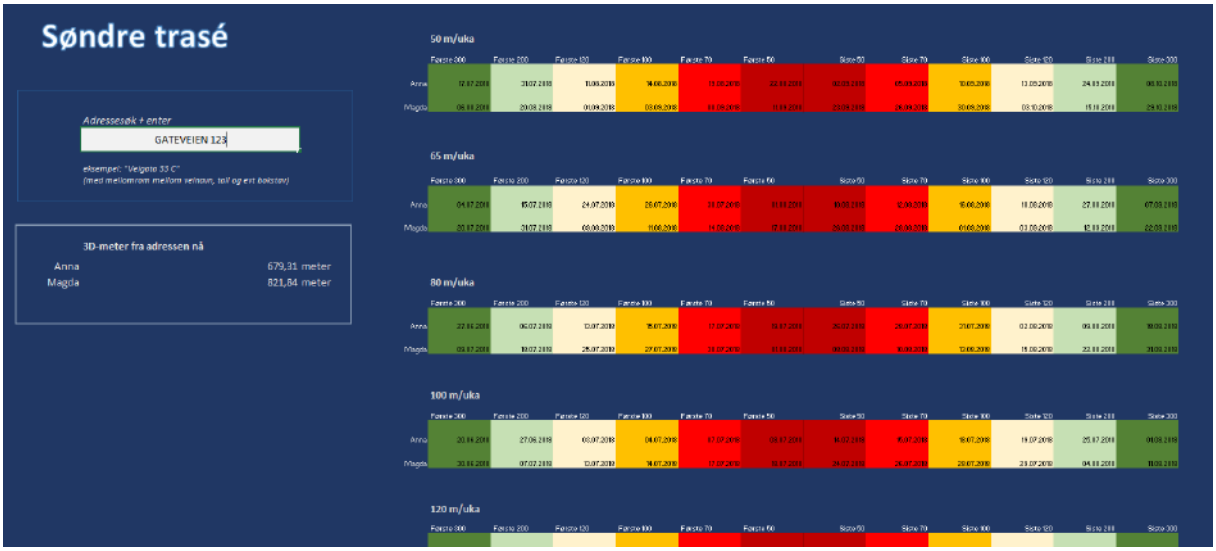
Prognosemodellen

For å kunne gi informasjon og tilbud om avbøtende tiltak til de naboene nær tunneltraseen har en skreddersydd modell blitt satt opp ved hjelp av GIS (geografiske informasjonssystemer). Modellen er hovedsakelig basert på den tredimensjonale avstanden mellom hvert nærliggende adressepunkt på terrengnivå og meterpunktene nede i begge tunnelløp. Fra hvert meterpunkt TBMene kan befinne seg på kan man ha oversikt over hvor mange boenheter som fins i nærheten og omtrent hvor mye strukturstøy de vil oppleve, basert på ovennevnte støymålinger. Hvilken etasje boenheten er i, fundamentering og grunnforhold er faktorer som vil påvirke strukturstøyen og forventet støynivå kan tilpasses ut i fra det. Ved å kontinuerlig kartlegge hvor mange som kontakter oss og som benytter seg av hotellovernatting kan også

prognosene fremover justeres. Denne kartleggingen er også meget nyttig for lignende infrastrukturprosjekter i fremtiden.

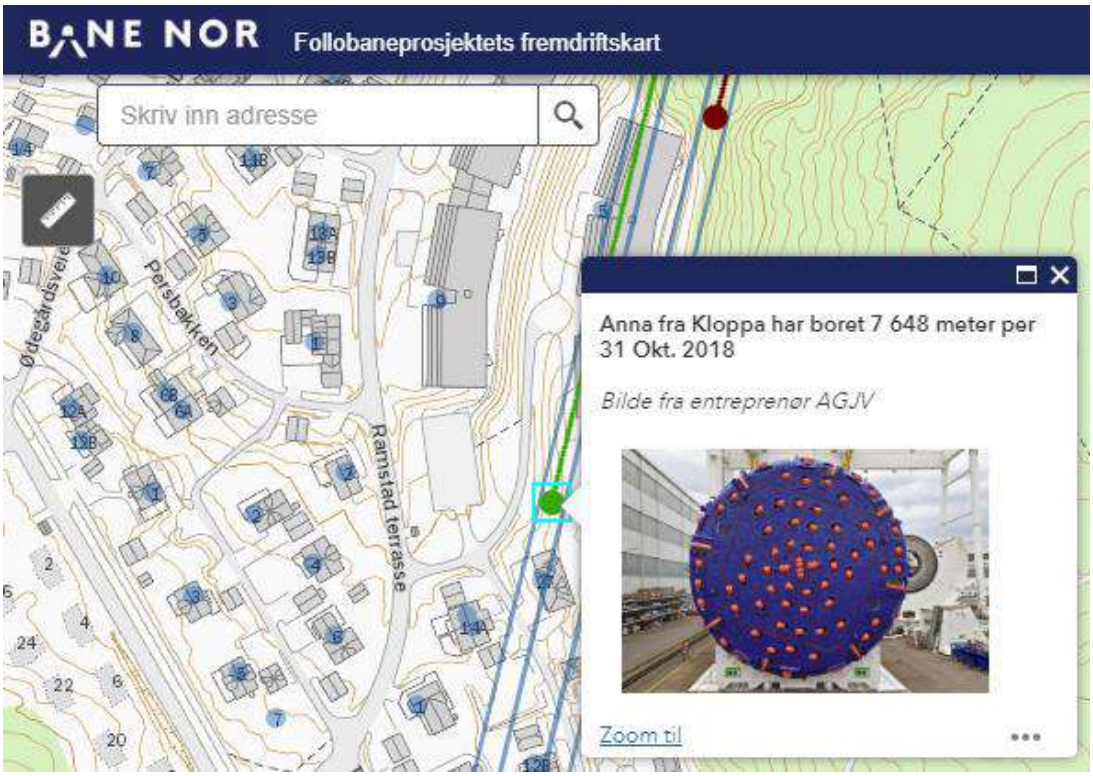
Output fra prognosemodellen

Internt har en mye brukt output fra modellen vært et spørringsdokument, Figur 11, som for hver inntasta adresse viser flere prognoser basert på ulike fremdriftshastigheter med hvilke datoer TBMene vil være innenfor visse avstander. Avstandene er satt på bakgrunn av resultatene fra ovennevnte støymålinger og grenseverdiene i T-1442. I tillegg resulterer spørringen i nøyaktig 3D-avstand mellom gitt adresse på gjeldende dato. Dette er et viktig verktøy ikke kun for å estimere *når* naboer blir rammet av strukturstøy, men også hvor lenge og hvorvidt det blir et opphold mellom første og andre TBM. Dersom avstanden innad i de to TBM-parene i hhv. nordre og søndre retning er stor nok vil det bety to adskilte ulempeperioder for naboene.



Figur 11: Skjermbilde av prognosedokument til intern bruk, adressen skrives inn og fem ulike fremdriftsprognoser for begge TBMene, her Anna og Magda, og viser forventet dato for ulike støynivåer.

Til ekstern bruk har Follobaneprosjektets åpne webkart, Figur 12, vært essensielt, dette har vært mye brukt av naboer med gjennomsnittlig 166 kartvisninger hver dag, til sammen 16500 visninger de siste tre månedene mens TBMene har boret under tettbygd strøk. Utover daglig fremdriftsoppdatering kan naboene søke opp sin adresse, finne den korteste avstanden mellom sitt adressepunkt og tunneltraseen, samt se status på sprenging av tverrforbindelser mellom tunnelløpene.



Figur 12: Skjermbilde av Follobaneprosjektets åpne webkart

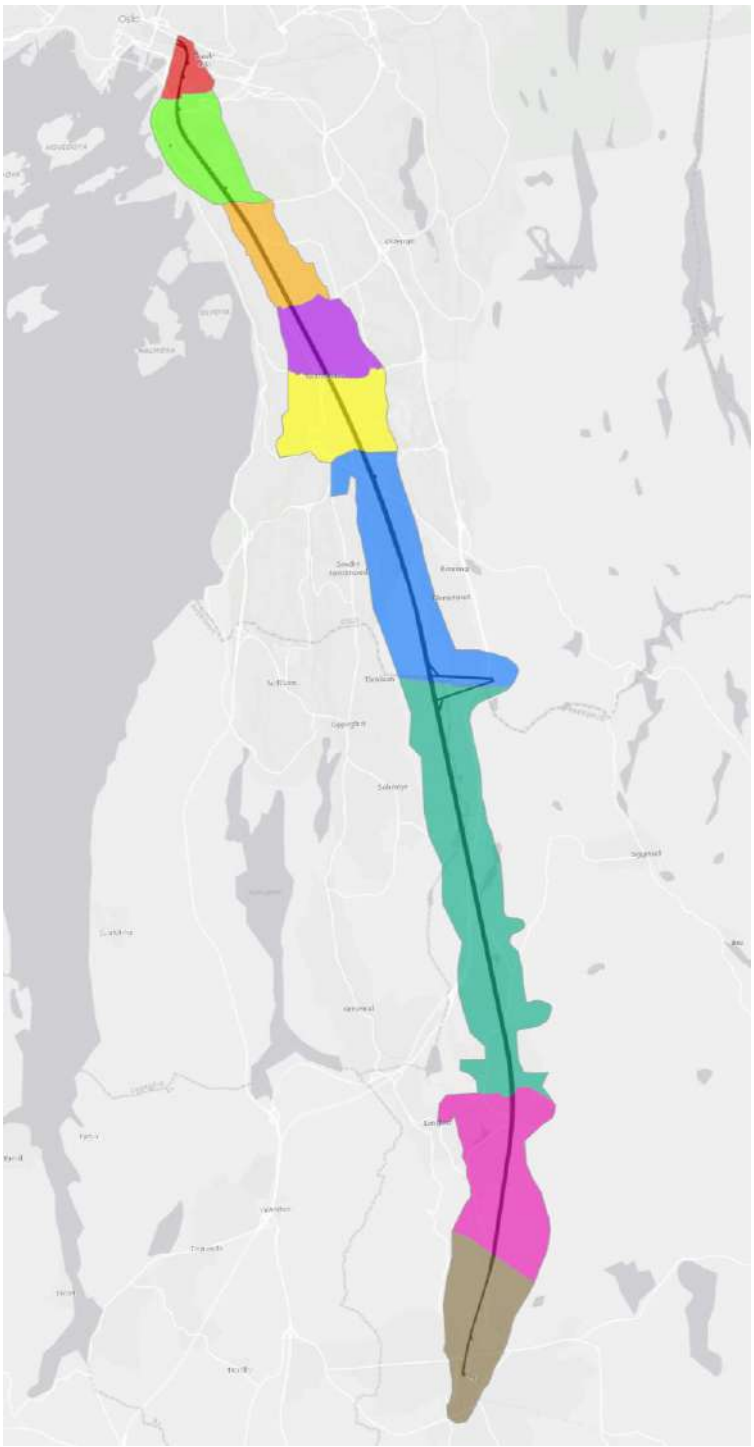
TILBUD TIL OG KOMMUNIKASJON MED NABOER

Kommunikasjonsstrategi og tidlig varsling

I all kommunikasjon med naboer og andre interessenter legges det vekt på at Bane NOR skal framstå som en pålitelig og kunnskapsrik byggherre som tar nødvendig hensyn til omgivelsene og deres situasjon. Det ble utarbeidet en egen tiltaksplan for kommunikasjon med naboer som kunne bli berørt av strukturstøyen. Denne planen baserer seg på prosjektets kommunikasjonsstrategi og interessentanalyse, og Bane NORs verdier som åpen, profesjonell og engasjert.

Relevant og sannferdig informasjon har vist seg å være et av de viktigste tiltakene man kan gjøre for å øke toleransegrensen og forståelsen for ulempene som anleggsarbeid medfører. Tidlig varsling og løpende og relevant informasjon underveis har også vært viktig for å gi de berørte partene kontroll og medbestemmelse over egen situasjon. Tunneltraseen ble i tiltaksplanen delt inn i ulike soner (se figur 13), og hvert nabolag mottok tilpasset informasjon utfra en basis kommunikasjonstiltakspakke.

Fordi det har vært svært mange interessenter som potensielt kunne bli berørt av arbeidet har en i tiltaksplanen og ved utarbeidelse av intern policy og strategi for avbøtende tiltak lagt vekt på en systematisk tilnærming, og ikke minst likebehandling.



Figur 13: Traseen i Follobaneprosjektet ble delt inn i soner der naboer mottok tilpasset informasjon for sitt nabolag basert på en standard kommunikasjonstiltakspakke.

Hvilke kommunikasjonstiltak ble valgt

Det er viktig for Bane NOR å ivareta sitt omdømme ovenfor denne viktige interessentgruppen.

I forkant av at arbeidet nærmet seg et nytt nabolag ble det sendt ut nabovarsel med grundig informasjon om hvilke ulemper som den enkelte kunne forvente, og med henvisning til prosjektets nettsider og det interaktive kartet som viser TBMenes posisjon. Dette kartet har vært en av de viktigste kildene til løpende informasjon for berørte naboer. Bane NOR inviterte

til lokale åpne informasjonsmøter der vi ga informasjon om prosjektet og hvilke ulemper som kunne forventes, og svarte på spørsmål. Totalt ble det arrangert 9 slike møter. Prosjektet legger stor vekt på personlig kontakt enten på telefon eller e-post, og er også aktiv på sosiale medier. Hvert halvår sendes det ut et nyhetsbrev i postkassen til 25 000 husstander som på en eller annen måte blir berørt av Follobaneprosjektet, og dette har vært med på å øke forståelsen for og kunnskapen om prosjektet blant våre interessenter. Et annet viktig tiltak har vært aktivt bruk av Follobanens informasjonssenter, og vi har invitert lokale interessentgrupper (f.eks Rotary) til egne arrangementer på kveldstid. Målsetningen med dette tiltaket var å skaffe seg lokale alliansepartnere, og opprette dialog med nabolagene. Vi sendte ut grundig informasjon om hva arbeidet ville innebære for den enkelte tidlig, og ga informasjon om hvordan kom i kontakt med oss, også på kveldstid, dersom de hadde behov for alternativ overnatting.

Figur 14 viser besøkende på Follobanens informasjonssenter.

Hvor mange naboer kunne bli berørt?

Den til sammen 18 km lange tunneltraseen skulle bores av fire tunnelboremaskiner med utgangpunkt fra Åsland, som ligger midt på strekningen. Over den nordre delen av traseen mot Oslo er det 3997 husstander innenfor 200 meters avstand fra tunneltraseen, mens kun 145 av disse var i en avstand på under 70 meter. For søndre trasé mot Ski var situasjonen annerledes. Store deler av traseen går under ubebygget område, og kun 1279 boliger ligger innenfor 200 meters beltet. Men av disse ligger hele 530 under 70 meter fra traseen. Det var imidlertid klart at ikke alle husstander innenfor 200 meter ville bli like berørt, for eksempel på grunn av demping fra løsmasser.

Strategi for alternativ overnatting

Døgnkontinuerlig drift på TBMene gjorde strategien for hvordan en skulle tilby alternativ overnatting svært viktig. Det var viktig å vurdere hvilke grupper som skulle tilbys alternativ overnatting, og på hvilken måte dette skulle gjøres. Støyberegningene viste at en kunne forvente en ganske lang ulempeperiode ut fra forventet fremdrift på 100 meter per maskin i uken, og jo nærmere boligen var tunneltraseen jo lenger ville ulempeperioden bli. Det ble lagt en strategi der de som bodde 70 meter eller nærmere traseen ville aktivt få tilbud om alternativ overnatting, mens det for naboer mellom 70 til 200 meters avstand ble gitt tydelig

informasjon om hvor de kunne henvende seg dersom de opplevde store ulemper. Dette var fordi en var mer usikre på hvor mange som faktisk ville bli berørt i sistnevnte gruppe. Et annet grep var å gi naboer informasjon om at de kunne prøve å bo hjemme først, og dersom de opplevde ulemper kunne vi raskt være på banen med et tilbud om alternativ overnatting. For mange var det tilstrekkelig å vite at de hadde muligheten til hotell, men valgte likevel å bli hjemme.

Figur 15 viser informasjonsmøtet som ble holdt for naboer på Vevelstadåsen.

Da strategien ble lagt for hvem som aktivt skulle tilbys alternativ overnatting var det viktig for Bane NOR å ha med kommuneoverlegen på råd. Vi har hatt jevnlige møter med kommuneoverlegen i de to berørte kommunene (Oslo og Ski). Strategien for hvordan Bane NOR ville informere berørte naboer og hvilke tiltak som ble satt inn for de som ble berørt av støyen ble presentert for helsemyndighetene i de to kommunene. Kommuneoverlegen/Helseetaten har uttrykt at de har tillit til at Bane NOR håndterer berørte naboer på god måte. Dersom kommuneoverlegen hadde hatt merknader til strategien eller opplevde å få mange klager fra berørte beboere kunne resultatet blitt at vi fikk restriksjoner på boretiden, særlig på natt. Dette hadde medført store utfordringer for prosjektet med hensyn på fremdrift, og det var altså viktig å gjøre tiltak slik at en kunne opprettholde mest mulig produksjon samtidig som en ivaretok de som ble berørt av arbeidet.

I tillegg ble det laget en intern policy for hva tilbudet om alternativ overnatting skulle innholde basert på støymålingene. Dette var for å sikre likebehandling og en systematisk tilnærming der også økonomiske hensyn blir ivaretatt. Det er viktig at tilbudet fremstår som rimelig og gir naboer et realistisk alternativ til å være hjemme med støyplagen. Derfor har vi lagt vekt på tilpasning for barnefamilier og beboere uten egen bil for å nevne noen eksempler. Vi har også vært i dialog med hjemmehjelpstjenesten i flere av områdene som har vært berørt, og har utviklet et samarbeid for å bistå eldre og uføre.

Tilbakemelding fra naboer og bruk av alternativ overnatting

Det generelle inntrykket utfra tilbakemeldingene fra berørte naboer har vært at vi har truffet med vår strategi om alternativ overnatting, og at naboene har vært godt informert underveis. Det er langt færre enn det en kunne anta ut fra støyprognosene som har valgt å takke ja til

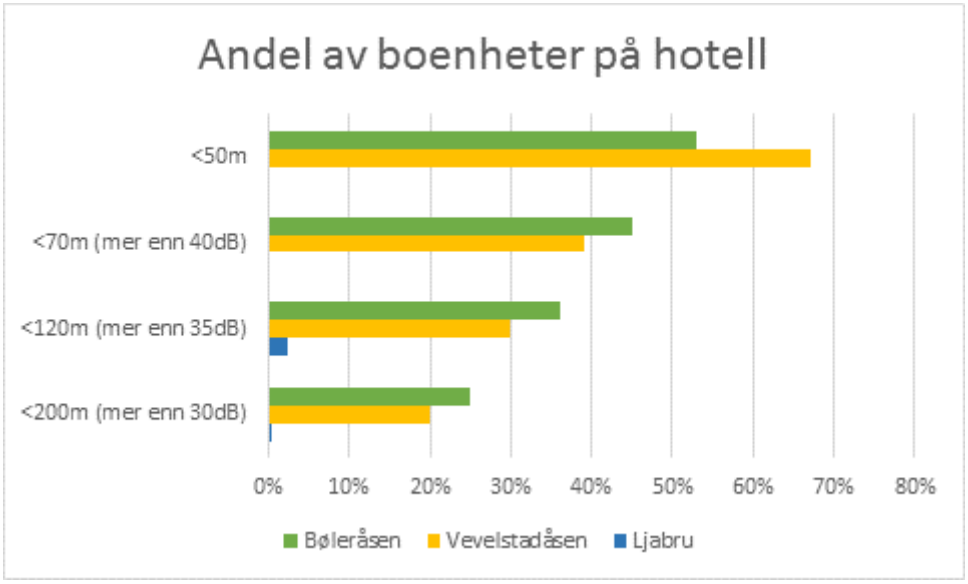
alternativ overnatting, spesielt i den nordre traseen der kun et fåtall av de potensielt berørte takket ja til alternativ overnatting. Mange valgte også å bli hjemme lengst mulig slik at behovet for alternativ overnatting gikk ned. Det har også vært gode besøkstall på vårt interaktive kart, og å ha god informasjon om hvor lenge støyperioden vil vare underveis har vært viktig for mange.
Sørover i retning Ski har det vært mer behov for alternativ overnatting fordi avstanden mellom arbeidet og boligene oftest har vært langt mindre.
Vi er i gang med en spørreundersøkelse blant naboer som har benyttet hotell, eller som har vært i kontakt med Bane NOR angående støy. Resultatene fra denne undersøkelsen foreligger ikke per nå, men vil gi nyttige erfaringsdata som kan benyttes av andre prosjekter.

Av de naboene som valgte å takke ja til hotell sa det overveldende flertallet at de i utgangspunktet foretrakk å bo hjemme og helst ville utsette hotelloppholdet så lenge som mulig. Samtidig har vi fått gode tilbakemeldinger på at det har vært enkelt å komme i kontakt med oss, og at de har fått nødvendig bistand. Dette er svært viktig for å opprettholde et godt omdømme blant denne gruppen, og raskt være på banen med tiltak. De mest vanlige beskrivelsene av strukturlyden er «motordur fra en ferge» eller en «tørketrommel/vaskemaskin», men flere naboer uttrykker at det er et høyere lydvolum enn disse to eksemplene.

	<200m (mer enn 30dB)	**<120m (mer enn 35dB)**	**<70m (mer enn 40dB)**	**<50m**
Kantarellen-området	**1,12%**	**12%**	**10%***	*Ingen boenheter i denne kategorien*
Ljabru	**0,45%**	**2,3%**	*Ingen boenheter i denne kategorien*	*Ingen boenheter i denne kategorien*
Bøleråsen	**25%** (155 av 633 boenheter)	**36%** (153 av 423 boenheter)	**45%** (99 av 222 boenheter)	**53%** (18 av 34 boenheter)
Vevelstadåsen	**20%** (69 av 345 boenheter)	**30%** (69 av 231 boenheter)	**39%** (47 av 121 boenheter)	**67%** (6 av 9 boenheter)

Tabell 2: viser hvor mange boenenheter som valgte å takke ja til alternativ overnatting i to boligområder på nordre trasé og to boligområder på søndre trasé.

Vi vet ikke helt hvorfor det var så mange flere naboer som benyttet alternativ overnatting i den søndre traseen. Nabolagene sørover har mindre boenheter, og avstanden ned til tunnelen fra overflaten var her mye mindre slik at de over en lengre periode ble eksponert for høyere støyverdier. I nord var bebyggelsen primært eneboliger eller rekkehus, og her kan en tenke seg at beboerne hadde større mulighet til å flytte opp i 2 etasje der støynivået var lavere. Mange i nabolagene nordover kan også ha hatt tilgang til sekundærbolig (hytte eller lignende) og valgt dette framfor hotell. Vi har igangsatt en spørreundersøkelse blant dem som har kontaktet oss angående alternativ overnatting, og forventer å få svar på noen av disse spørsmålene gjennom den, og gjennom videre analyse av våre data.



Figur 16: Grafen viser hvor mange som har takket ja til overnatting for to nabolag i søndre trasé

Bruk av prognosemodellen for beregning av lengde på hotellopphold
Et vesentlig usikkerhetsmoment i planleggingen av avbøtende tiltak og informasjonstiltak har vært TBMenes fremdrift. Derfor har prognosemodellen vært aktivt brukt for å beregne og justere lengden på hotelloppholdet til den enkelte husstand. Det har også vært et tett samarbeid med utvalgte samarbeidshoteller. Det har vært viktig å gi også hotellene god informasjon om arbeidet og hva det innebærer, og dette har bidratt til at de har kunnet utvise fleksibilitet og gitt god service til våre naboer.

Utfordringer
Gjennom hele prosessen har det vært to usikre momenter i planleggingen. Først, TBMenes fremdrift. Fremdriften har ikke vært lineær, og det har tidvis vært forskjeller innad i de to TBM-parene i hhv nordre og søndre retning. Grunnet variasjonene i fremdrift har selv små endringer i hastighet hatt merkbare virkninger på langtidsprognosene. Det har følgelig vært mer overskuelig å planlegge på kort sikt, men på grunn av koordinering med hotellene har langtidsplanlegging vært nødvendig. Nøye overvåkning og daglig oppdatering av fremdrift, og eventuelle planlagte eller sannsynlige stans i produksjonen har vært meget viktig for å holde både hoteller og naboer godt informerte om hva som venter.

Det andre usikkerhetsmomentet, naboenes individuelle reaksjon, har vært særlig utfordrende å forutse. Det er stor forskjell på opplevelsen av strukturstøy, til og med innad i husstander. Det er også mange som av praktiske eller personlige årsaker ikke ønsker å forlate hjemmet, informasjon vi selvsagt ikke har hatt tilgang til på forhånd. Reaksjonene på strukturstøy og på å bo på hotell over lengre perioder har følgelig ikke vært mulig å inkludere i planleggingen, men ut fra erfaringene vi har gjort oss underveis har vi kunnet tilpasse hotellstrategien fremover.

KONKLUSJON

Generell erfaring er at de tidlige estimatene har stemt overens med utførte målinger i oppholdsrom over bakken. Målingene viser at ikke bare geometrisk avstandsdemping og frekvensavhengig tap knyttet til bergartens egenskaper er av betydning, men også byggemetode/fundamentering er avgjørende for lydnivået. Soverommenes beliggenhet i

boligen har vært en viktig faktor for hvor tidlig beboerne har hørt TBM-boringen. Soverom i sokkeletasjen er spesielt utsatt.

I hvilken grad den enkelte oppfatter strukturstøy som plagsomt er svært individuelt, og kan variere veldig. Vi har fått henvendelser fra beboere langt unna TBM-ene som har oppfattet boringen som plagsom, men generelt har færre enn de vi forventet ville blitt plaget henvendt seg til oss og takket ja til alternativ overnatting.

Råd og erfaringer til andre prosjekter og bransjen
Dempingen av strukturlydutbredelsen er avhengig av bølgeforplantningshastigheten. Refraksjonsseismiske undersøkelser utføres ofte i forbindelse med tunnelprosjekter, og målte hastigheter i berg og løsmasser vil derfor være nyttig informasjon i forbindelse med vurdering av hvor mange som bli påvirket av boringen.

I forbindelse med bygningsbesiktigelser bør det samles inn så mye informasjon som mulig om fundamenteringsmetode. Vanligvis er en opptatt av å få en oversikt over faren for setninger, men også fundamenteringen på berg er viktig når en skal vurdere omfanget av strukturlydpåvirkningen. Videre er det viktig å kartlegge hvor soverommene er lokalisert i bygningen.

Å innhente og kartlegge informasjon har også vært meget verdifullt i kommunikasjonen med bydels- og kommuneoverleger, og i direkte kontakt med naboene selv. Det har vært betryggende for de berørte å vite at Bane NOR har god oversikt over områdene over tunneltraseen, særlig når det gjelder når og hvor lenge hver nabo vil bli rammet av strukturstøyen. Det har også vært nyttig å dele webkartet, hvor man kan se at TBMene forflytter seg fra dag til dag. I tillegg har hver henvendelse blitt personlig behandlet på enten telefon eller e-post, noe som har blitt satt pris på av naboene. De uvisse faktorene, fremdriftshastigheten og naboenes individuelle opplevelse av strukturstøyen, har gjort arbeidet mer komplisert, men tett oppfølging og god informasjon til naboene har gjort det mulig.

REFERANSELISTE

Referanser:

Breckan et. al. 2017. *Structural borne noise and number of neighbours affected during TBM excavation of the Follo Line Project.* Presented at the WTC 2017

Elden et. al. 2018. Structural noise and third parties when TBM-tunnelling in urban areas. Presented at the WTC 2018

T-1442/2012, *Retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging*.

UFB-30-A-32529, 2012 *TBM og D&B, Strukturlyd og vibrasjoner*. Follobanen, Tunnelstrekning under-bygning. memo from Aas-Jakobsen 05.12.2012.

SBUF, 1992, *Jämförelse av strukturbundet buller från olika tunnelborrnings metoder*, i SBUF prosjekt 9035, Rapport fra Nitro Consult - Skanska, dato 18.11.1992.

Ungar, E.E. and Bender, E.K., 1975, *Vibrations produced in building by passage of subway trains; parameter estimation for preliminary design*. I: Proceeding of the 4th International Conferences on Noise Control Engineering (INTER-NOISE 75), Sendai, Japan, August 27-29 1975. Siderr 85-92

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

UTFORDRINGER OG LØSNINGER I FORBINDELSE MED UTVIDELSE AV SJØLA STEINBRUDD, RAMLO SANDTAK AS
Challenges and solutions when expanding Sjøla Quarry, Ramlo Sandtak AS

Tore Ramlo, Ramlo Sandtak AS

SAMMENDRAG
Sjøla steinbrudd har, inntil for et par-tre år siden, vært drevet som et dalsidebrudd med store driftsmessige utfordringer. Ramlo Sandtak har ila få år, etter omregulering, utvidet og utformet steinbruddet slik at driften i dag fremstår mye mer rasjonell. Utfordringer med sprengning, tilkomst og plassmangel for produksjon og lasting er driftsforhold som er forbedret. Som følge av E6 prosjektet mellom Tiller og Melhus, har store volum vært håndtert (opptil 1 million tonn/år, de siste årene), og man kan se en bruddutvilking i "hurtigfilm", mot normale uttakstakt på under halvparten per år.

SUMMARY
Until a couple of years ago, Sjøla quarry was run as a hillside quarry, with large operational challenges. During the last years, Ramlo Sandtak AS has expanded and designed a new quarry, and the operational situation appears more rational and safe. Drill and blast conditions, access roads and production area are all improved. In relation to the highway construction project between Tiller and Melhus, south of Trondheim, large volumes of blasted and crushed rock (upto 1 mill tons per year), a high-speed quarry expansion can be seen. Normally less than half the volume is extracted per year.

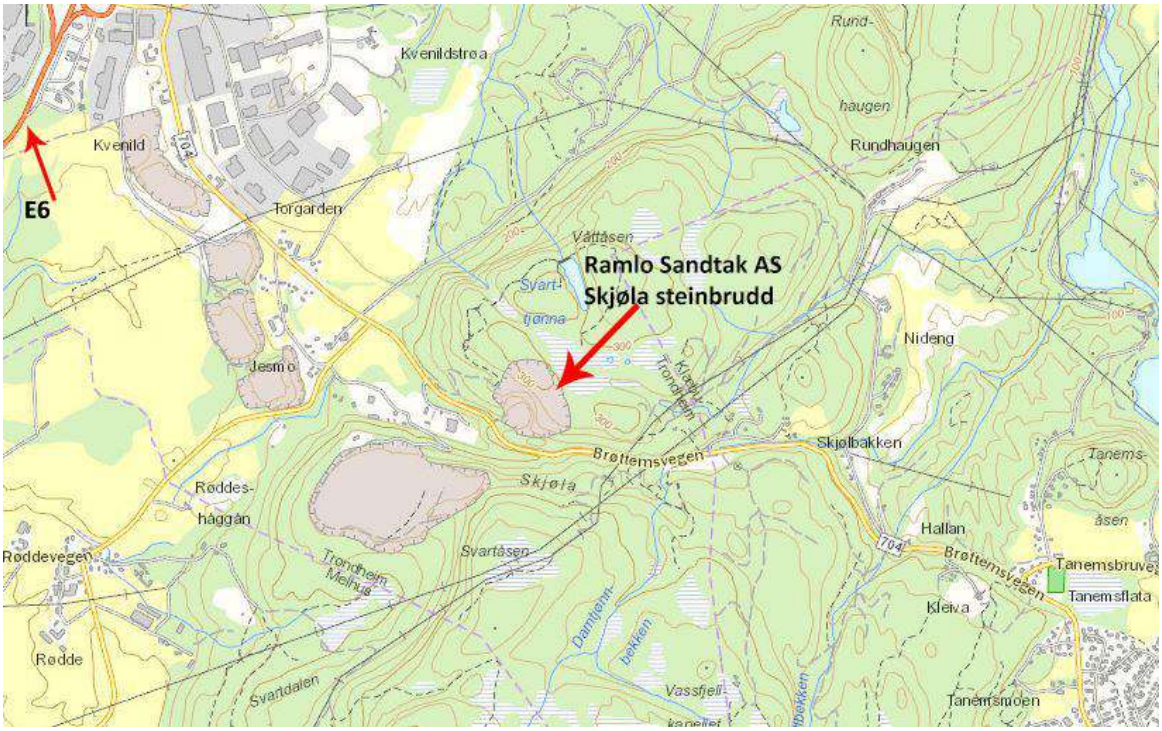
INNLEDNING

Ramlo Sandtak AS er et familieeid selskap hvor 3. generasjon er eiere og drivere i dag. Vi er en betydelig aktør innen foredling og transport av sand/grus og pukkprodukter i Trondheimsregionen. Våre produksjonsanlegg ligger i dag på Hofstad og Sjøla hvor vi produserer alt innen pukk, grus og sand.

Ramlo Sandtak AS har i dag 45 ansatte, som er fordelt mellom sand-, grus- og pukkavdelingen, transportavdelingen og administrasjon. Vi har til enhver tid en betydelig maskinpark bestående av gravemaskiner, lastebiler, bulldosere, hjullastere. Vår maskinpark er i hovedsak tilknyttet drift av våre pukkverk og grustak, men kan også leies ut til eksterne oppdrag.

SJØLA STEINBRUDD

Ramlo Sandtak AS driver Sjøla pukkverk som ligger i Trondheim kommune på grensa mellom Trondheim og Klæbu kommune, ca. 3 km fra Sandmoen ved E6. Forekomsten er grønnstein og gabbro, og brukes som byggeråstoff til vegbygging, entreprenører, asfalt og betong. Totalt volum er på 19 millioner tonn, med forventet levetid på 25-30 år.



Figur 1 Kartutsnitt over Sjøla steinbrudd.

UTFORDRINGER MED STEINBRUDDET

Ramlo Sandtak AS ble i 2004 innleid av Trondheim kommune for å drifte steinbruddet i henhold til eksiterende reguleringsplan og driftsplan. Steinbruddet var opprinnelig drevet som et dalsidebrudd, og på grunn av begrenset areal, ble pallveggen etter hvert veldig høy, opptil 120 m. Det ble utfordrende å drifte, med lemping av røys nedover pallkanten i flere nivå, samt at sikkerhetsvurderinger satte en stopper for driften på flere steder.

Arbeidet med søknad om ny reguleringsplan for utvidelse av bruddet ble godkjent i 2015, og hadde da pågått over en 6-årsperiode. Det ble i en periode drevet med dispens fra driftsplan, inntil ny regulering var på plass og ny driftsplan ble framlagt og godkjent. Reguleringsplan og driftsplan ga konsesjon for uttak av totalt 19 millioner tonn. Konsesjonen følger forurensningsloven kap.30.

I 2016 fikk Ramlo Sandtak leveransen til E6 Tiller – Jaktøyen. En veistrekning på 7 km, med et volum på ca 1,5 mill. tonn i ulike fraksjoner. Med de utfordringer vi hadde med store høyde forskjeller og liten plass for produksjon, ble det gunstig med så store leveranser til E6-prosjektet. Da fikk vi startet på toppen av steinbruddet, og kunne etablere et mobilt steinknuseverk der. Vi startet med 12 meters paller over hele det nye godkjente uttaket. Driftsforholdene ble på en hurtig og rasjonell måte ryddet opp i. Ny driftsvei ble etablert. Det ble frigjordt plass nedi det opprinnelige driftsområdet, samt at den totale pallveggen raskt tok form og ble lavere.

Samtidig ble vi nødt til å montere to bilbrovekter for å kunne håndtere etterspørselen. Av plasshensyn ble bilbrovektene montert nær fjellveggen. Dette medførte at vi måtte sikre denne med bolter og sprøytebetong.

Steinbruddet ligger nært fylkesvei 704. Driftsplan krever egen prosedyre for stenging av trafikk på veien når vi sprenger.

DRIFTSFORM

På grunn av utvidelsen har man nå flere angrepspunkter i steinbruddet, og det sprenges i flere sider og på flere nivå. Røysa blir knust direkte i en grovknuser, som produserer en 0/300 mm pukk. Denne fraksjonen blir kjørt ut over pallekanten, i nedløpsrenne og tas igjen på nedre produksjonsnivå, over tunnelmater. Tunnelmater forsyner knusetrinn 2, som knuser og splitter til ulike fraksjoner

Figur 2 Sjøla steinbrudd mot sør -øst i 2018. Fv 704 ses til høyre i bildet.

SAMARBEID

Ramlo Sandtak AS har egne mobile knuseverk, men i forbindelse med E6-prosjektet, ble leveransen så stor at vi måtte ha ekstern hjelp til knusing. Vi tok kontakt med Gunnar Holth Grusforretning og ble enige om samarbeid i prosjektet.

Siden oppstart i 2004 har vi hatt Høgmo Fjellsprenging AS som samarbeidspartner inne sprengning.

MWD-kartlegging ved boring på pall. Erfaringer fra Brønnøy Kalk

MWD-mapping on surface drilling. Experiences from Brønnøy Kalk

Trond Watne & Raymond Langfjord, Brønnøy Kalk As

Summary

Brønnøy Kalk AS participates in the project "InRec" - Increased Recovery in the Norwegian Mining Industry by Implementing the Geometallurgical Concept. The aim of the project is to increase recovery by combining spatial geological information and process parameters in a model and is led by the Department of Geology and Mineral Resources Engineering at the Norwegian University of Science and Technology (NTNU). The economic frame is NOK 12 million, of which the Research Council of Norway contributes with 80 % (NOK 9.6 million) and the industry NOK 2.4 million.

About Brønnøy Kalk AS

Brønnøy Kalk AS is a subsidiary of Norsk Mineral AS and is located near the village of Hommelstø in Brønnøy municipality in northern Norway. Annually, it produces approximately 3 million tonnes of calcite marble including sidewall. The calcite marble is shipped for further processing into white pigments for the paper industry.

Current practice for production management

Brønnøy Kalk AS implemented the geometallurgical concept in its production management more than a decade ago but is continuously seeking to improve the system.

- Rounds ranging in size from 10,000 to 100,000 t are divided into blocks of approximately 5,000 t.
- For each such block, a sample of cuttings from all production drill-holes within the block is collected.
- The samples are subjected to a laboratory test which - though simplified - mimics the real beneficiation process; i.e. milling, flotation and micronisation (grinding).
- Control parameters are brightness of product (at a standard particle size distribution), reagent consumption and flotation loss.
- Blocks are blended by selective loading to create a feed with stable and predefined properties according to a specification.
- This enhances deposit utilization and enables downstream process optimization.
- All blasts are surveyed, and the 3D models of the spatial quality distribution generated are used for guidance in long term planning by extrapolation to underlying levels.

Measure While Drilling (MWD)

Brønnøy Kalk AS currently has two drill rigs from Atlas Copco, SmartROC T40 and SmartRoc T45. All rigs are equipped with hole navigation system (HNS) and measure while drilling (MWD). MWD parameters recorded by the rigs during drilling are penetration rate, percussion pressure, feeder pressure, damper pressure, rotation pressure and flush air pressure. Atlas Copco's software for drill planning, Rock Manager, calculates relative hardness and fracturing based on the measured parameters.

Brønnøy Kalk AS conducts more than 100 000 m of production drilling annually. This offers the possibility of acquiring geological information in a detail and accuracy vastly beyond what is economically obtainable by core-drilling. The hard- and software is already in place, but we currently lack the human resources necessary for the recording, validation, compilation, interpretation and modelling of MWD data over time. By participating in the InRec project, we will have access to a PhD-student dedicated to this work.

Potential benefits of applied MWD

We expect benefits from actively using MWD in two areas:

1. Improved selectivity and hence increased recovery

2. Improved safety and reduced explosives consumption and hammering time

Improved selectivity

Rounds are being divided into blocks before sampling of drill cuttings. Even though block size is occasionally reduced or adjusted in areas with observable or expected quality variations, the division and grouping of drill-holes is done based on geometry, i.e. the round is divided into rectangular blocks of approximately equal size with typically 10-15 drill holes. The collective sample of cuttings from a block thus represents the average properties or quality of that block, exemplified in figure 1.

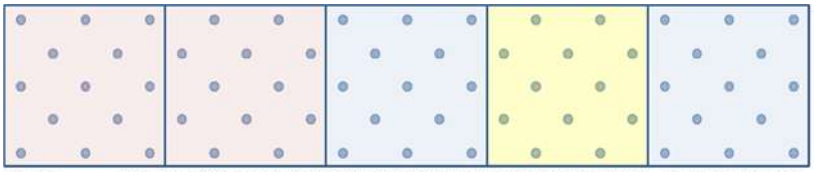


Figure 1 A round which is geometrically divided into five blocks, sampled and analysed. Red blocks are waste, blue blocks are ore, and the yellow block is sub-quality ore.

There could be significant variations in properties which will not be detected through the sample. Based on the analysis, the entire block may be produced though part of it should have been discarded as waste (ore dilution), or the entire block may be discarded as waste though part of it could have been produced (ore loss). Sub-quality blocks (i.e. blocks with properties near cut-off) might have to wait until high quality material is available for blending, or they must be moved to a temporary storage. It is technically possible to sample and analyse a round in more detail; e.g. to sample and analyse each drillhole, or even each rod (3.6 m). However, the cost and amount of work required is prohibitive. As it is, the laboratory analyses approximately 500 samples per year. One sample per drill-hole would equal 6 000 samples per year, and one sample per rod would amount to almost 25 000 samples per year. MWD-data could provide information about quality variations in a round prior to blasting. This could be used to group holes prior to sampling, such that each block as far as possible represents one single lithology or quality. This should improve selectivity, either by selective or by selective loading.

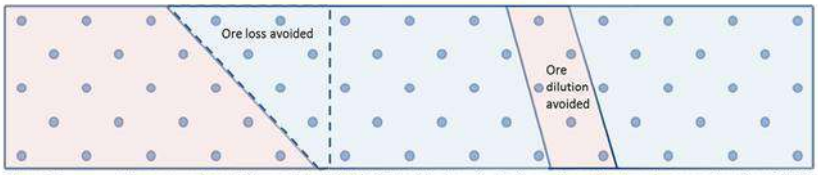


Figure 2 Same round as in figure 1, but divided into blocks using information about rock properties from MWD. Each block now represents a single lithology or quality. Compared to figure 1, the samples represent the actual quality of the ore, and the possibility of reducing ore loss and ore dilution is better.

Improved safety, reduced explosives consumption and hammering time

The broken ground between the level surface and rock surface is not removed prior to drilling, and the holes are drilled through the overburden. The thickness of the overburden may vary considerably depending on the topology of the underlying rock surface. However, the drill-holes are charged with explosives up to a fixed depth below surface. Thus, there is a risk that already broken ground is charged with explosives, which is both unnecessary use of explosives and a safety issue. There is also a risk that holes are insufficiently charged, which may create boulders which require hammering. Explosives can also be lost because of leakage into fracture zones and cavities.

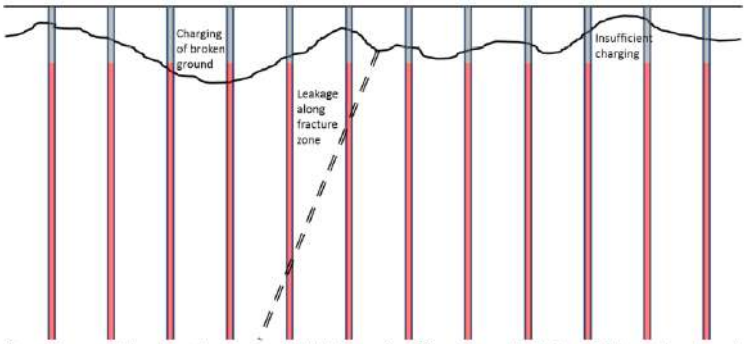


Figure 3 Holes charged to the same depth below surface. Depending on the thickness of the overburden and topology of the rock surface, already broken ground may be charged, and some holes may be insufficiently charged. Also, explosives may be lost by leaking into fracture zones or cavities.

It is conceivable that MWD data could be used to identify the true thickness of the overburden. This would enable generation of specific charging heights for each individual hole. If fracture zones are identified, these could be stemmed, preventing leakage.

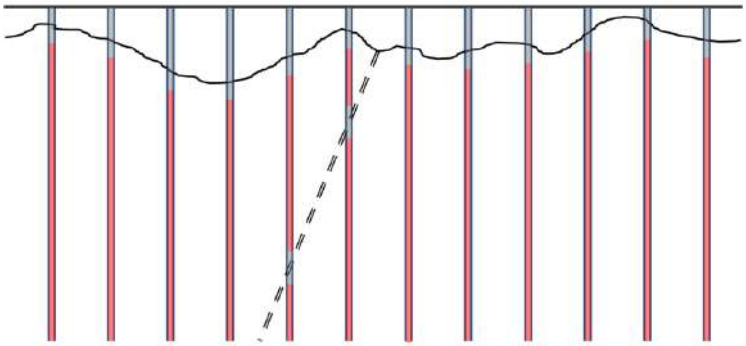


Figure 4 Individual charging heights for each hole. Holes are stemmed where intercepting fracture zones.

References:

- Mineralproduksjon.no

- Veena Sajith Vezhapparambu, 2016, “Increased geometallurgical performance in industrial mineral operations through multivariate analysis of MWD-data” http://mineralproduksjon.no/wp-content/uploads/2018/06/MP7-FN-Vezhapparambu-PROOFS.pdf

- Veena Sajith Vezhapparambu, Jo Eidsvik og Steinar L. Ellefmo, 2018, " Rock Classification Using Multivariate Analysis of Measurement While Drilling Data: Towards a Better Sampling Strategy” https://www.mdpi.com/2075-163X/8/9/384/htm

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

FOSSILFRIE ANLEGGSPLASSER – STATUS I DAG FOR VEIEN MOT UTSLIPPSFRIE ANLEGGSPLASSER

Fossil-free construction sites – on the road to emission-free construction sites

Emilie Kolstø Strømøy, geolog, Golder Associates AS

SAMMENDRAG

Norge har forpliktet seg til Parisavtalen, og ifølge klimaloven skal de norske klimagassutslippene reduseres med minst 40% innen 2030 og innen 2050 skal klimagassutslippene reduseres med 80 til 95% - i forhold til 1990 nivå. I en rapport utarbeidet av DNV-GL vises det at utslipp av klimagasser på byggeplasser kan reduseres med over 99% ved å ta i bruk fossilfrie og utslippsfrie alternativer. Det ligger derfor et stort potensial for reduksjon av klimagasser fra bygge- og anleggsplasser. Samtidig er begrepene fossilfrie og utslippsfrie bygg og anleggsplasser relativt nye, og hva som ilegges begrepene er enda ikke enstydig. Til nå har direkteutslipp av klimagasser på bygg- og anleggsplassen vært normen, men entydige systemgrenser må på plass når fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser skal planlegges. Videre må byggherrer være tydelige på hvilke krav til utslippsfrie og fossilfrie anleggsplasser som kommer i fremtiden. Dette vil være toneangivende bla. for utvikling av teknologi. I tillegg er det nødvendig med insentivordninger som støtter utviklingen økonomisk.

SUMMARY

Norway has committed itself to the Paris agreement, and according to the Climate Act, Norwegian greenhouse gas emissions shall be reduced by at least 40% by 2030 and by 2050 greenhouse gas emissions shall be reduced by 80 to 95% - compared to 1990 levels. A report by DNV-GL shows that emissions of greenhouse gases on construction sites can be reduced by over 99% by using fossil-free and emission-free alternatives. There is therefore a great potential for reducing greenhouse gases from construction sites. At the same time, the concepts of fossil-free and emission-free construction sites are relatively new, and what is meant by the concepts is not yet unambiguous. Until now, direct emissions of greenhouse gases on the construction site have been the norm, but unambiguous system boundaries must be in place when fossil-free and emission-free sites are to be planned. Furthermore, clients must be clear about the requirements for emission-free and fossil-free sites that will come. This will be indicative e.g. for the development of technology. In addition, incentive schemes that support economic development are necessary.

INNLEDNING

På Fjellsprengningskonferansen i 2017 ble det holdt et innlegg av Atlas Copco med tittelen «Elektrifisering – vägen mot et dieselfri underjordsmiljö» (Svedlund, 2017). Golder ønsker med dette bl.a. å videreføre temaet elektrifisering i anleggsbransjen til årets konferanse ved å se nærmere på fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser – med fokus på anlegg under jord.

I dag er det flere fossilfrie anleggsplasser. Lambertseter flerbrukshall i Oslo, Norges første fossilfrie anleggsplass, hadde byggestart i september 2016 og flerbrukshallen åpnet i desember

2017. Norges første fossilfrie tunnelprosjekt «Smestad-Sogn» pågår nå og selve tunneldrivingen er planlagt ferdig i siste halvdel av 2019. Videre er Norges første utslippsfrie anleggsplass, ved opprustning av Olav Vs gate i Oslo, planlagt med anleggsstart medio 2019.

Utviklingen på dette området skjer raskt og mange aktører (entreprenører, byggherrer og rådgivere) er usikre på hva som ilegges begrepene utslippsfrie og fossilfrie anleggsplasser. Dette skal belyses i dette innlegget. I tillegg vil følgende spørsmål belyses: Hva er erfaringene så langt? Hvordan vil fossilfri- eller utslippsfrie løsninger etterspørres fremover? Hvilke insentiver vil være viktige for gjennomføring av fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser?

BAKGRUNN

Siden slutten av 1800-tallet har den globale middeltemperaturen ved jordoverflaten økt med omkring 0,8 °C. Mesteparten av dette har funnet sted etter 1950-tallet. Den globale temperaturøkningen har en sterk korrelasjon med økt innhold av klimagasser i atmosfæren knyttet til menneskelig aktivitet. Denne temperaturøkningen fører til klimaendringer på jorden. Konsekvenser av klimaendringene og de økte utslippene av klimagasser er bl.a.: havet stiger og blir surere; nedbørsmønstrene på jorda blir endret og fører til flom og tørke; ekstremvær slik som orkaner og sykloner opptrer hyppigere; tap av biologisk mangfold; endrede forutsetninger for jordbruk; mennesker på flukt (Miljødirektoratet, 2017). For å begrense konsekvensene av klimaendringene må den globale temperaturøkningen på jorda begrenses.

I 2015 ble den første juridisk bindende globale klimaavtalen signert av 175 land i Paris (COP21). Avtalen går ut på å begrense global oppvarming til «godt under» 2 °C, men helst til under 1,5 °C, sammenlignet med førindustriell tid. Førindustriell tid er satt til året 1850, perioden før mennesker begynte å forbrenne fossile kilder som kull, olje og gass i stor skala – som fører til klimagassutslipp. 8. oktober 2018 kom i tillegg FNs klimarapport som viser at forskjellen i konsekvenser fra 1,5 °C global oppvarming til 2 °C er større en tidligere kjent. Verden vil ha betraktelig bedre forutsetninger økonomisk, sosialt og miljømessig i fremtiden ved å begrense den globale oppvarming til 1,5 °C. Klimarapporten sier også at vi både har teknologi og kunnskap til å begrense til 1,5 °C (IPCC, 2018).

Norge har forpliktet seg til Parisavtalen, og ifølge klimaloven skal de norske klimagassutslippene reduseres med minst 40% innen 2030 og innen 2050 skal klimagassutslippene reduseres med 80 til 95% - i forhold til 1990 nivå. Tall fra Statistisk sentralbyrå[1] viser at *direkte utslipp* fra bygg- og anleggssektoren står for omtrent 1,6 % av norske utslipp. Da er hverken utslipp fra produksjon av materiell eller transport *utenfor* bygge- eller anleggsplassen tatt med i regnestykket. Globalt er det estimert at bygg-, anleggs- og eiendomssektoren bruker nær 40% av verdens ressurser og samtidig står for rundt 36% av de globale klimagassutslippene (Byggeindustrien, 2018).

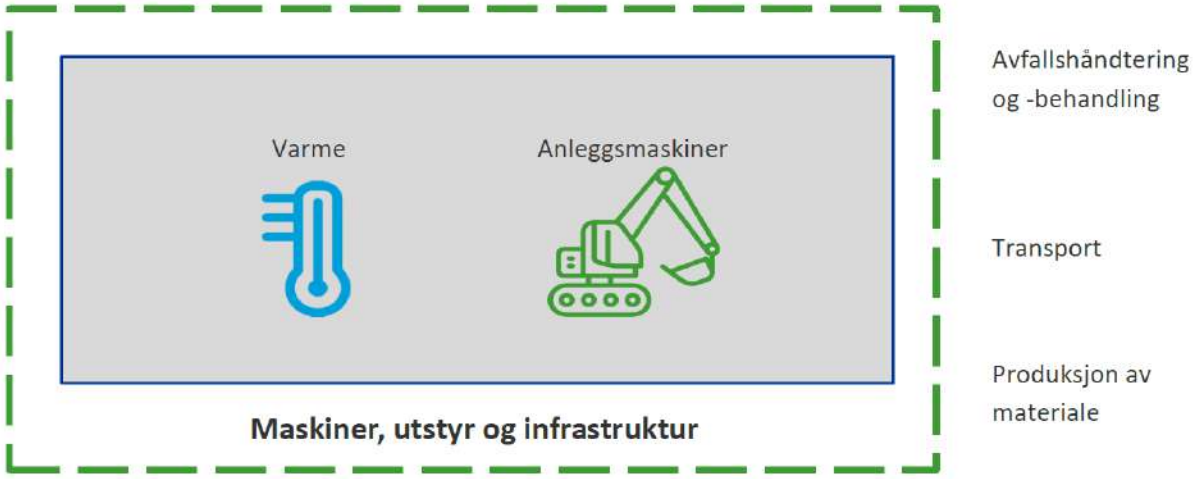
I en rapport utarbeidet av DNV-GL (2017) vises at utslipp av klimagasser på byggeplasser kan reduseres med over 99% ved å ta i bruk fossilfrie og utslippsfrie alternativer. Dette viser at det ligger et stort potensial for reduksjon av klimagasser fra bygge- og anleggsplasser.

[1] Utslippstall fra 2015, SSB, målt etter kilde

FOSSILFRIE OG UTSLIPPSFRIE ANLEGGSPLASSER

Begrepene fossilfrie og utslippsfrie bygg og anleggsplasser er relativt nye, og hva som ilegges begrepene er enda ikke enstydig. Sintef (2018) problematiserer bl.a. at det ikke er definerte systemgrenser for begrepene, og at begrepene stort sett er «begrenset til direkte utslipp i bruksfasen (på byggeplassen), uten at denne avgrensningen fremgår tydelig». Utslippene innenfor systemgrensen har som oftest blitt begrenset til klimagassutslipp (CO_2e[2]) som følge av forbrenning av fossile eller biobaserte energibærere, uten at dette heller er enstydig med begrepet «utslippsfritt». Videre har begrepene stort sett blitt gitt innhold for *byggeplassen* og ikke for *anleggsplassen.* Det tas derfor videre utgangspunkt i et eksempel på hvordan en fossilfri og utslippsfri byggeplass kan defineres, for så diskutere begrepet fossilfri og utslippsfri anleggsplass.

Eksempel på systembegrensning av fossilfri og utslippsfri byggeplass
DNV-GL (2018b) har publisert en veileder for tilrettelegging av fossilfrie og utslippsfrie løsninger på byggeplassen. Fossilfrie og utslippsfrie løsninger er i denne veilederen begrenset til oppvarming, anleggsmaskiner, ev. annet utstyr og infrastruktur *på byggeplassen*. Systemgrensen *på byggeplassen* er gitt innenfor det grønnmarkerte feltet i Figur 1. I veilederen er aktiviteter som avfallshåndtering og -behandling, transport, og produksjon av materiale ikke innenfor systemgrensen, selv om dette er aktiviteter som medfører utslipp.



Figur 1: Illustrasjon av eksempel for systemgrensen «på byggeplassen» innenfor det grønnmarkerte feltet. Hentet fra DNV-GL, 2018b.

Videre definerer veilederen ***utslippsfri byggeplass*** til «bruk av energikilder som ikke fører til utslipp av CO_2e eller NOx[3] *på byggeplassen»,* mens den ***fossilfrie byggeplassen*** «omfatter bruk av utslippsfrie maskiner og løsninger, og i tillegg åpnes det for bruk av bærekraftig bioenergi og biodrivstoff» på byggeplassen. Eksempler på utslippsfrie energikilder, for denne

[2] Statistikk over klimagassutslipp omfatter både karbondioksid (CO2), metan (CH4), lystgass (N2O) og fluorgasser (HFK, PFK og SF6). For å kunne sammenligne disse gassenes evne til å varme opp atmosfæren, regnes de om til CO2-verdier. Mengdene kalles CO2-ekvivalenter. Alle utslipp kan da sammenlignes direkte fordi de får samme enhet. Som omregningsfaktor benyttes gassenes globale oppvarmingspotensial, på engelsk Global Warming Potential, forkortet til GWP.

[3] NOx er en blanding av gasser som inneholder nitrogen, nærmere bestemt nitrogenoksidene NO, NO_2 og N_2O_3. NOx bidrar til luftforurensning og er en vesentlig bestanddel av fotokjemisk smog (Store norske leksikon, 2018a).

systembegrensningen, er fjernvarme, elektrisitet, hydrogen, og grunnvarme og varmepumper. Fossilfrie energikilder inkluderer de utslippsfrie, i tillegg nevnes pellets og bio- brensel/diesel (se også Tabell 1).

Tabell 1: Fossilfrie og utslippsfrie alternativer for oppvarming og anleggsmaskiner innenfor systemgrensen "på byggeplassen". Modifisert fra DNV-GL, 2018b.

Alternativ	Brensel/ energikilder	Oppvarming	Anleggsmaskiner
Fossilfrie	Pellets	x	
	Biobrensel	x	x
Utslippsfrie	Fjernvarme	x	
	Elektrisitet	x	x
	Grunnvarme og varmepumper	x	
	Hydrogen*		
Annet	Energieffektivisering	x	x

**Ikke kommersielt tilgjengelig i dag*

Systemgrenser for fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser

På samme måte som for byggeplasser vil definisjonen av fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser være avhengig av systemgrensen. En systemgrense skal definere både hva som er inkludert og hva som ikke er inkludert i vurderingen, og beskrive omfanget (EN 15643). Basert på Sintefs definisjon av fossilfrie og utslippsfrie byggeplasser (Sintef, 2018), kan fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser defineres som følger:

Fossilfri anleggsplass: Innebærer bruk av fossilfrie løsninger for anleggsaktivitet innenfor systemgrensen.

Utslippsfri anleggsplass: Innebærer bruk av utslippsfrie løsninger for anleggsaktivitet innenfor systemgrensen.

Det er da et behov for å definere hvilke anleggsaktiviteter som er innenfor systemgrensen, samt å differensiere fossilfrie og utslippsfrie ambisjonsnivåer med tanke på systemgrenser.

Med tanke på anleggsaktiviteter er oppvarming og anleggsmaskiner på byggeplassen innenfor systemgrensen i eksempelet over (DNV-GL, 2018b), mens transport er utenfor systemgrensen. På anlegg under jord, slik som tunneldrift, er transport en av hovedaktivitetene. Det foreslås derfor at dette også inkluderes som aktiviteter innenfor systemgrensen for fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser. Ved planlegging av anlegget må aktivitet som skal inngå i systemgrensen bli identifisert, i tillegg til hva slags type utslipp disse medfører.

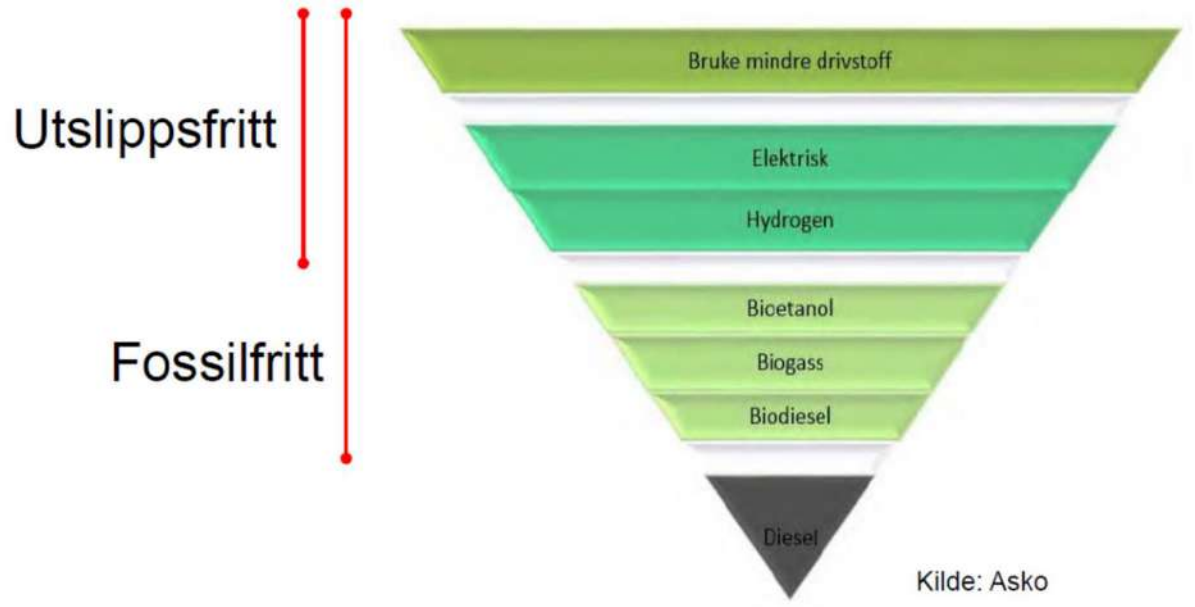
Med tanke på differensiering av fossilfrie og utslippsfrie ambisjonsnivåer kan utslipp inkludere mer enn CO_2e og NOx, som var begrensingen for utslipp i DNV-GL rapporten (2018b) (se Figur 1). Utslipp kan bl.a. inkludere svevestøv (PM^4), svoveldioksid (SO_2) og støy, som først og fremst påvirker helse. Utslippsfri kan også henvise til utslipp av avfall ut i naturen, slik som plastutslipp. Dette må defineres i planlegging av anlegget.

[4] Svevestøv (eller partikler) omtales gjerne som PM (particulate matter) etterfulgt av et tall som indikerer størrelse på partiklene i mikrometer (Luftkvalitet, u.å.).

Eksempel på behov for systemgrenser for utslippsfri tunneldrift
Et eksempel på et behov for systemgrenser for utslippsfrie anleggsplasser er resolusjonen som Entreprenørforeningen – Bygg og anlegg Oslo, Akershus og Østfold (EBAO) vedtok på sitt årsmøte 22. mars 2018. I resolusjonen ber EBAO Bane NOR og Oslo kommune å beslutte at det skal stilles krav om at nye jernbane- og T-banetunneler under Oslo skal bygges utslippsfrie (Oslo kommune, 2018). Hva menes her med utslippsfrie? For tunnelbygging bruker man enten tunnelboremaskin (TBM) som går på strøm, eller konvensjonell sprengning som fører til utslipp av sprenggasser. Sprenggasser inkluderer bl.a. nitrogendioksid (NO_2), karbonmonoksid (CO), ammoniakk (NH_3) og svoveldioksid (SO_2) som alle er helsefarlige gasser. Er det f.eks. ikke tenkt at tunnelene skal bygges ved konvensjonell sprengning?

I personlig samtale den 15.10.2018 med Nils Hæstad, leder av anleggsutvalget i EBA, ble det presisert at utslippsfritt menes med anleggsdrift uten forbrenningsmotorer som genererer utslipp av klimagasser til atmosfæren. Da medregnes ikke avgasser fra sprengning, og konvensjonell tunneldrift kan inkluderes som aktivitet når det skal stilles krav om utslippsfri bygging av tunneler under Oslo. I tillegg viser Hæstad til at utslippsfri anleggsaktivitet per oktober 2018 som oftest begrenses til *på anleggsplassen*, men at transport til og fra anleggsplassen burde inkluderes i kravet om utslippsfritt.

Ved å begrense definisjonen «utslipp» til klimagasser fra drivstoff som brukes av anleggets maskinpark kan uttrykkene fossil-, fossilfri-, og utslippsfri drivstoff differensieres i Askos forslag til drivstoffhierarki: utslippsfri vil tilsi å bruke mindre energi eller bruke elektrisitet eller hydrogen; fossilfritt inkluderer også biobasert drivstoff som regnes som netto null utslipp av klimagasser i klimabudsjetter[5]; fossilt drivstoff inkluderer også diesel, olje og gass.



Figur 2: Askos drivstoffhierarki som inngår i begrepene utslippsfri og fossilfri (Asko, 2017).

[5] Utslippene fra biodrivstoff i transportsektoren telles som null i det norske utslippsregnskapet. Dersom bruken er basert på import, vil heller ikke utslippene forbundet med produksjonen regnes med i det norske utslippsregnskapet. Bruk av biodrivstoff i transportsektoren reduserer derfor de beregnede norske klimagassutslippene og bidrar til å oppfylle våre internasjonale forpliktelser. Det er stor usikkerhet forbundet med den globale klimaeffekten ved bruk av enkelte typer flytende biodrivstoff (Samferdselsdepartementet, 2017).

ERFARINGER SÅ LANGT

I DNV-GLs rapport (2017) påpekes det flere barrierer mot å ta i bruk fossil- og utslippsfrie alternativer: mangel på kunnskap i mange ledd, som bl.a. fører til at omstilling sees på som vanskelig; kostnad ved å ta i bruk nye maskiner som går på fossilfritt drivstoff og avgiftsstrukturer som favoriserer bruk av fossil diesel; samt kunnskap om hvordan å legge om driften, slik som krav, tildelingskriterier og bonusordninger for omlegging. Likevel har fossilfrie anlegg blitt iverksatt i Norge. Ved det fossilfrie tunnelprosjektet Sogn-Smestad måtte flere av barrierene overkommes. Dette ble løst i et samarbeid mellom byggherre og entreprenør.

Det fossilfrie tunnelprosjekt Sogn-Smestad

Med tanke på fossilfritt anlegg under jord er tunnelprosjektet «Sogn-Smestad» det første prosjektet i Norge. Byggherren, Statnett, ønsket å få så mye som mulig av anleggsaktiviteten over på elektrisk strøm, men visste ikke hvordan det skulle settes krav til fossilfrie løsninger i anbudet. Det var derfor ikke et krav. Entreprenøren Veidekke vant anbudet, og sammen med Statnett ble systemgrensene for fossilfri drift definert i ettertid. Nå går boreriggen, injeksjonsriggen, sprøytebetongriggen og lastemaskinen på strøm, mens lastebilene går på biodiesel som er fornybar, palmeoljefri og ikke matbasert. I tillegg transporteres anleggspersonalet til og fra brakkeriggene med e-biler. Det vil si at driften er fossilfri *på anlegget* samt at transport av masser og anleggspersonalet (til og fra brakkeriggene) er fossilfri eller utslippsfri (FriFagbevegelse, 2018).

Med tanke på barrieren kostnader tar Statnett ekstrautgiftene for biodieselen. Den koster om lag tre kroner mer per liter enn vanlig diesel. Veidekke tar ekstrautgiftene til maskinene som går på strøm. Utslipp av CO_2 er redusert med 90% så langt i prosjektet (29.10.2018), hvor det er biodieselen som står for den største reduksjonen av CO_2-utslippene. Den fossilfrie driften gir også gode effekter på arbeidsmiljøet inne i tunnel. Utslipp av bl.a. luftforurensning fra NOx fra dieseldrift er kraftig redusert ved at de fleste maskinene inne i tunnelen utelukket går på strøm.

Hva skal til for å få på plass flere fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser?

DNV-GLs rapport (2017) påpeker at kunnskap om fossil- og utslippsfrie alternativer må etableres. Dette gjøres ved å pilotere utslippsfrie og fossilfrie løsninger og innhente erfaringer fra pilot-prosjektene. I tillegg må kunnskap om hva som eksisterer på markedet av utslippsfrie og fossilfrie løsninger være tilgjengelig. Hvilke løsninger som eksisterer er bl.a. vist i DNV-GLs veileder (2018b) og Sintefs rapport (2018), og bl.a. Bellona arbeider med å kartlegge tilgjengelig elektrisk utstyr.

Planlegging er viktig for å få til fossilfrie- og utslippsfrie alternativer. Det er derfor viktig å kunne gi kunnskap om etablering av byggeplass for elektrisk drift. DNV-GLs veileder (2018b) fokuserer på hva som bør gjøres annerledes i byggeprosessen ved anvendelse av fossilfrie og/eller utslippsfrie alternativer sammenlignet med konvensjonell teknologi. Det legges bl.a. vekt på estimering av effektbehov (på anlegget) – bl.a. med tanke på tidlig planlegging opp mot lokale energiselskaper (se Figur 3).

a - ansvarlig
g - gjennomfører
k - konsulteres
i - informeres
b - beslutter

		Byggherre	Entreprenør	Underleverandør	Nettselskap	Fjernvarmeselskap	Drivstoffleverandør
Steg 3: BEARBEIDING AV VALGT KONSEPT	B1. Estimer byggets effektbehov i drift	a					
	B2. Undersøk hvilke fossilfrie og utslippsfrie alternativer som er tilgjengelig på den aktuelle byggeplassen	a			k	k	k
	B3. Undersøk hvilke alternativer som finnes for å redusere byggeplassens energibehov	a			k	k	k
Steg 4: DETALJ-PROSJEKTERING	D1. Still realistiske krav til bruk av fossilfrie og utslippsfrie alternativer på byggeplassen i anbudet	a	k	k			
	D2. Kartlegg energi- og effektbehov	i	a	k			
	D3. Planlegg for etablering av infrastruktur frem til byggeplass	i	a	k	k	k	i
	D4. Sikre at at logistikken på byggeplassen er tilpasset bruk av fossilfrie og utslippsfrie alternativer	i	a	i	k	k	k
Steg 5: PRODUKSJON OG LEVERANSER	P1. Logistikk og gjennomføringsplan		a	g			
	P2. Måling og rapportering av energibruk for kontinuerlig læring	a	a	i	k	k	k

Figur 3: Figur som viser steg 3-5 i byggeprosessen etter fasenormen "Neste Steg" med aksjonspunkter for planlegging for fossilfri eller utslippsfri byggeplass. Hentet fra DNV-GL (2018b).

I DNV-GLs rapport (2017) påpekes det at krav fra byggherre er et godt insentiv for bruk av fossil- og utslippsfrie alternativer. Sintef (2018) og Difi (2018) har bl.a. gitt forslag til hvilke krav og tildelingskriterier som kan stilles for utslippsreduksjon. Her er det avgjørende at de offentlige byggherrene går foran. Krav er noe aktører i anleggsbransjen etterspør og aktørene er tydelige på at hvilke krav byggherre stiller frem mot 2020 og 2030 vil være førende for utviklingen (DNV-GL, 2018b). Nils Hæstad påpekte (pers.med., 15.10.2018) at hvis det settes krav til utslippsfri bygging av tunneler nå så regner EBA med at bransjen teknisk sett kan stille med utslippsfrie løsninger tidligst om 2 år. For tyngre transportutstyr trolig tidligst om 5 år. Hæstad meddelte at utfordringen er om entreprenørene anser det som for stor risiko å investere i utslippsfrie løsninger, med mindre det foreligger gode nok insentiver.

Med tanke på kostnader så påpeker rapporten (DNV-GL, 2017) at eksisterende avgiftsstruktur favoriserer fossil diesel fremfor fossilfrie- og utslippsfrie alternativer. Det er foreslått avvikling av avgiftsstrukturen som et viktig insentiv. Et annet insentiv som allerede eksisterer er HMS-aspektet. Mindre avgasser fra maskiner inne i tunnelene fører til mindre helsebelastning på tunnelarbeidere – og vil i et samfunnsøkonomisk perspektiv redusere kostnader da arbeidstakerne holder seg friske. I tillegg minskes behovet for utluftning av avgasser, og viftekostanden vil derfor minskes. Utenom dette insentivet, som kun gjelder for utslipp inne i tunnelene, trengs det ytterligere insentiver for utslippsfri anleggsdrift.

FRAMPEK OM KRAV, TILDELINGSKRITERIER OG INSENTIVER

Under er en kort sammenstilling av frampek om krav, tildelingskriterier og insentiver som offentlige byggherrer vil kunne stille for å fremme fossilfrie og utslippsfrie anleggsplasser.

Offentlige anskaffelser – krav og tildelingskriterier

Fra mai 2017 sier lov om offentlige anskaffelser:

Oppdragsgiveren skal legge vekt på å minimere miljøbelastningen og fremme klimavennlige løsninger ved sine anskaffelser og kan stille miljøkrav og kriterier i alle trinn av anskaffelsesprosessen der det er relevant og knyttet til leveransen. Der miljø brukes som tildelingskriterium, bør det som hovedregel vektes minimum 30 prosent (Forskrift om offentlige anskaffelser, 2017, § 7-9).

Det er derfor å forvente at miljø og klima vil bli vektlagt ytterligere i fremtidige offentlige anskaffelsesprosesser.

Statens vegvesen – Krav til klimakutt i konkurransegrunnlag

I perioden 2016-2018 gjennomfører Statens vegvesen prosjektet "Krav til klimakutt i konkurransegrunnlag". Prosjektet skal gi forslag til kontraktgrunnlag som reduserer utslippene fra materialer og anleggsutstyr med 40 % på anlegg og 50 % innen drift før 2030[6]. Fra 2018 skal det gjennomføres en rekke pilotprosjekter der det gis bonus som knyttes til CO_2-verdier for materialer dokumentert med EPD (miljødeklarasjon). Bonus og krav er også aktuelt for utslippsfritt anleggsutstyr (Statens vegvesen, 2018).

Oslo kommune – insentiver

En pådriver for fossilfrie og utslippsfrie bygg og anleggsplasser har vært og er Oslo kommune. Denne offentlige byggherren er både ansvarlig for Norges første fossilfrie anleggsplass, og i 2019 Norges første utslippsfrie anleggsplass. I en rapport utarbeidet av Bygg21 (2018) foreslås det å utvikle et eget pilotprogram for anleggsmaskiner i Oslo kommune, med en samlet plan for demonstrasjon av utslippsfrie løsninger.

EKSISTERENDE STØTTEORDNINGER

Det eksisterer flere støtteordninger for å drive bærekraftig, derav investeringer som vil bidra til reduksjon av klimagassutslipp. Enova tilbyr en lang rekke med støtteordninger, bl.a. for aktører som ønsker å investere i nullutslippskjøretøy, samt aktører som ønsker støtte til energiledelse. Innovasjon Norge gir finansiering til bærekraftige prosjekter som bl.a. benytter seg av eller utvikler miljøteknologi – slik som utslippsfri transport.

Enova

Enova investerer årlig over to milliarder kroner av fellesskapets midler i løsninger som er med på å bygge morgendagens grønne Norge. I Statsbudsjettet for 2019 foreslår regjeringen «en økning av overføringene til Enova gjennom Klima- og energifondet med 344,5 millioner kroner i 2019.» (Finansdepartementet, 2018). Det vil si at Enova potensielt får over 3 milliarder kroner i 2019. I løpet av det siste året har Enova bl.a. gitt tilsagn på 1 mill. kroner i støtte både til Norsk Gjenvinning til innkjøp av elektriske anleggsmaskiner, og til Veidekke for innkjøp av elektrisk gravemaskin (Enova, u.å.).

[6] I henhold til målene i nasjonal transportplan (Samferdselsdepartementet, 2017)

Innovasjon Norge
I 2017 bevilget Stortinget og fylkestingene til sammen 3,8 milliarder kroner til Innovasjon Norge. Sammen med låneordninger, bidro Innovasjon Norge i 2017 med 7,3 milliarder kroner til næringslivet (Innovasjon Norge, u.å.). I januar 2018 gav bl.a. Innovasjon Norge, igjennom PILOT-E, ni prosjekter ledet av næringslivet 117 millioner kroner for å utvikle løsninger for utslippsfri transport på land og fremtidens digitaliserte energisystem (Innovasjon Norge, 2018).

På bakgrunn av disse eksemplene oppfordres byggherrer, rådgivere og entreprenører å se etter aktuelle støtteordninger i sitt arbeid mot utslippsfrie anleggsplasser.

KILDER

Oslo kommune. (u.å.). «Lambertseter flerbrukshall». Hentet fra: https://www.oslo.kommune.no/politikk-og-administrasjon/etater-og-foretak/kultur-og-idrettsbygg-oslo-kf/ferdigstilte-kultur-og-idrettsbyggprosjekter/lambertseter-flerbrukshall/#gref

Innovasjon Norge (u.å.). «Om Innovasjon Norge». Hentet fra: https://www.innovasjonnorge.no/no/om-innovasjon-norge/

Enova. (u.å.). «Tilsagn». Hentet fra: https://www.enova.no/om-enova/om-organisasjonen/tilsagnsliste/

Luftkvalitet. (u.å.). «Luftforurensning». Hentet fra: http://www.luftkvalitet.info/Theme.aspx?ThemeID=6fc2e3cd-424f-4c03-ad0c-2b9c15369cd9

IPCC. (2018). «Global Warming of 1.5°C, an IPCC special report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate change, sustainable development, and efforts to eradicate poverty.». Hentet fra: http://www.ipcc.ch/report/sr15/

Bygg21. (2018). «Bygg – og eiendomssektorens betydning for klimagassutslipp». Hentet fra: https://www.bygg21.no/contentassets/901dbc37a0c242229f4d8248a12919dc/33019_delrapport-3b_digitalt.compressed.pdf

FriFagbevegelse. (2018). «Nå bygges Norges første tunnel uten CO2-utslipp». Hentet fra: https://frifagbevegelse.no/arbeidsmanden/na-bygges-norges-forste-tunnel-uten-co2utslipp-6.158.582451.c99223a850

Store norske leksikon. (2018a). «NOx». Hentet fra: https://snl.no/NOx

Store norske leksikon. (2018b). «Svoveloksider». Hentet fra: https://snl.no/svoveloksider

DNV-GL. (2018a). «Potensialet for utslippsreduksjon ved fossil- og utslippsfrie bygge- og anleggsplasser. Rapportnr.: 2018-0367, Rev. 1.

DNV-GL. (2018b). «Veileder for tilrettelegging av fossilfrie og utslippsfrie løsninger på byggeplassen». Rapportnr.: 2018-0418, Rev. 2.

Statens vegvesen. (2018). «Klimagassreduksjoner i anlegg og drift». Hentet fra: https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/miljo+og+omgivelser/klima/klimagassreduksjoner-i-anlegg-og-drift

Innovasjon Norge. (2018). «Disse skal lede Norge inn i energi- og transportfremtiden». Hentet fra: https://www.innovasjonnorge.no/no/gronn-vekst/nyheter/disse-skal-lede-norge-inn-i-energi--og-transportfremtiden/

Finansdepartementet. (2018). «Statsbudsjettet 2019». Hentet fra: https://www.statsbudsjettet.no/Statsbudsjettet-2019/Statsbudsjettet-fra-A-til-A/Enova/#artikkel

Samferdselsdepartementet. (2017). «Nasjonal transportplan 2018-2029». Hentet fra: https://www.regjeringen.no/contentassets/7c52fd2938ca42209e4286fe86bb28bd/no/pdfs/stm201620170033000dddpdfs.pdf

DNV-GL. (2017). «Rapport. Fossil- og utslippsfrie byggeplasser». Rapportnr.: 2017-0637, Rev. 0.

Miljødirektoratet. (2017). «Klima». Hentet fra: http://www.miljostatus.no/tema/klima/

Svedlund, Erik. (2017). «Elektrifisering - vägen mot et dieselfri underjordsmiljö». NFF, Fjellsprengingsdagen 2017.

Lov om offentlige anskaffelser. (2017). «Forskrift om endring i anskaffelsesforskriften, forsyningsforskriften, konsesjonskontraktforskriften og forskrift om klagenemnd for offentlige anskaffelser (ny miljøbestemmelse mv.)» (FOR-2017-04-20-484). Hentet fra: https://lovdata.no/dokument/LTI/forskrift/2017-04-20-484

Asko. (2017). «Miljø som konkurransekraft». Hentet fra: http://innovativeanskaffelser.no/wp-content/uploads/2017/04/presentasjonene-fra-leverandorkonferansen-samlet-1.pdf

Store norske leksikon. (2016). «CO2-ekvivalenter». Hentet fra: https://snl.no/CO2-ekvivalenter

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2018

DIGITALISERING AV GRUNNFORHOLDENE – FELLESPROSJEKTET RINGERIKSBANEN OG E16

Digitalizing geology – The Ringerike Line and E16 Highway

Martin Austin Stormoen, Geolog, Bane NOR SF. Henning Vardøen, Fung. Prosjektsjef, Bane NOR SF. Monica Wold, BIM-leder, Bane NOR SF. Håkon Walter Bjørnsrud, Ingeniørgeolog, Rådgivergruppen NAA. Anders Kristian Vik, Ingeniørgeolog, Rådgivergruppen NAA.

SAMMENDRAG

Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 er et av mange megaprosjekt i tunnelbransjen som ligger for tur. Disse prosjektene krever stor grad av tverrfaglighet innen begrensede tidsrammer. Modellbasert planlegging og prosjektering med tilknyttet informasjon (BIM) hele veien fra prosjekteringsfasen til drift- og vedlikeholdsfasen vil være helt sentralt for å få landet disse prosjektene. Store byggherrer som Bane NOR og Statens Vegvesen har gått i denne retningen i lengre tid, men det er først de seneste årene at BIM-strategier og BIM-håndbøker har fått fotfeste i tunnel- og anleggsbransjen. Digitalisering av grunnforhold er nødvendig for å avdekke sikkerhetsmessige og økonomiske konsekvenser tidlig i prosjektet. Fellesprosjektet Ringeriksbann og E16 har i samarbeid med rådgivergruppen NAA (Norconsult/Asplan Viak/Aas-Jacobsen) utarbeidet et forslag til hvordan ulike elementer i geofagene kan legges inn i grunnlagsmodellene. Prosjektet håper at dette arbeidet kan være med å danne grunnlaget for standardisering i bransjen.

ENGLISH SUMMARY

The Ringerike Line and E16 Highway is one of many megaprojects in the pipeline in the Norwegian tunneling industry. Such projects demand a great deal of interdisciplinarity, often with a tight schedule. Digitalizing and the use of Building Information Modelling (BIM) all the way from the drawing board to the maintenance phase is a big advantage if you want to succeed with such projects. Not before recent years have major project owners, such as Bane NOR and The Norwegian Public Road Administration, rolled out comprehensive BIM strategies and guidelines. Digitizing the geological knowledge is necessary to reveal geology related consequences for safety and the economics for a project in an early stage. The Ringerike Line and E16 Highway have put together a set of guidelines for the digitization of different elements within the earth sciences in the design phase. This could serve as part of a common platform for standardizing in the tunneling industry.

INNLEDNING

Om Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16

Ringeriksbanen er en del av InterCity-satsingen og sammen med E16 Høgkastet-Hønefoss det største fellesprosjektet for veg og jernbane i Norge. Ved ferdigstillelse vil Hønefoss være kun 20 korte minutter unna Sandvika med tog. Ringeriksbanen skal korte inn reisetiden med tog mellom Hønefoss og Oslo med nærmere en time. Samtidig kuttes reisetiden med Bergensbanen like mye. Det skal også bygges ny firefelts Europaveg som sammen med dobbeltsporet vil knytte Ringerike og Hole tett opp mot Osloområdet.

Regjeringen har besluttet at prosjektet (heretter forkortet FRE16) skal planlegges som et felles prosjekt. Planprosessen skal gjennomføres som statlig reguleringsplan, noe som reduserer planleggingstiden betraktelig. Det betyr at det er Kommunal- og moderniseringsdepartementet (KMD) som er planmyndighet og det er de som skal vedta reguleringsplanen til slutt. I følge Nasjonal Transportplan (NTP) 2018-2029 blir byggestart for Ringeriksbanen og E16 i 2021.

Jernbanetunnelen mellom Sandvika og Sundvollen er 23km lang. Bane NOR har besluttet tunnelkonsept for Ringeriksbanen. Tunnelen bygges med to tunnelløp, hvor begge jernbanesporene legges i én dobbeltsportunnel. I tillegg etableres det en parallell service- og rømningstunnel som har adkomst i hver ende ved Sundvollen i Hole kommune og ved Jong i Bærum kommune samt tilknytning til brannslukkepunkt ved Avtjerna.

BIM i Bane NOR

Konsernledelsen i Bane NOR har vedtatt en strategi for modellbasert prosjektering, bygging og dokumentasjon (BIM). BIM-strategien stiller strenge krav som kan oppsummeres i 4 punkter:

- Modellbaserte metoder og verktøy skal benyttes til planlegging, prosjektering og bygging av alle jernbaneinfrastrukturprosjekter og skal være en integrert del av prosjektledelse i Bane NOR.
- «Som bygget»-dokumentasjon av utførte prosjekter skal være modellbasert. Det skal stilles krav til modellbasert dokumentasjon fra rådgivere, leverandører og entreprenører. Bane NOR skal eie rettighetene til alle prosjekteringsdata gjennom hele prosessen. Det skal være mulig å benytte modellene eller dataene ved fremtidig drift og vedlikehold av jernbaneinfrastrukturen.
- Det skal arbeides aktivt med videreutvikling av kompetanse, metoder, verktøy og bransjestandarder for effektiv anvendelse av modellbasert prosjektering, bygging og dokumentasjon av jernbaneinfrastruktur. Det skal være et etablert fagansvar for modellbasert prosjektering, bygging og dokumentasjon i Bane NOR.
- Bane NOR skal sentralt gi retningslinjer for en IKT-infrastruktur (software, lagringsmedier, samhandlingsverktøy med eksterne med mer) som er hensiktsmessig for modellbasert prosjektering, bygging og dokumentasjon.

BIM-strategien bygges opp rundt konseptet der 3D-modeller skal gjelde foran tradisjonelle tegninger og tabeller. I byggefase skal modellen være tilgjengelig på anlegget og benyttes aktivt for kvalitetsoppfølging, mengdekontroll, framdrift og kommunikasjon.

For å sørge for en enhetlig ivaretakelse av BIM-strategien har Bane NOR utarbeidet en "Håndbok for Digital planlegging" *Bane NOR (2017)* og en "Anbefalt praksis for felles rutiner og metodikk ved modellprosjektering" *Bane NOR (2018a)*. Dokumentene gir føringer for alle elementer som skal modelleres i de ulike modellene som følger et prosjekt (Figur 1).

Tegning	Beskrivelse av en leveranse av ulike planer, funksjonsbeskrivende skjematiske eller geografiske planer, som verken har høyder eller volum.
3D-modell	Beskrivelse av en leveranse som beskriver planer med høyder, i volum eller i rommet, der alle data, objekter og elementer også er angitt med en representativ høyde (x, y og z koordinater).
Volumobjekt	Elementer i modellen som er vist med objekter som har høyde bredde og dybde, og et bestemt referansepunkt, med evt. metadata.
Grunnlagsmodell	En modell som viser eksisterende situasjon av de grunnlagsdata som er innhentet. Denne modellen er normalt grunnlaget for prosjekteringen.
Fagmodell	En del av en modell som inneholder resultatet fra et fag eller deltakende gruppe i prosjektet. Den inneholder bare det fagspesifikke innholdet, men har en felles referanser inn i et helhetlig prosjekt.
Samordningsmodell	En modell som kobler alle fagmodellene og grunnlagsmodellene til en felles modell. Den viser alle modellene samlet hvor man kan se og sammenlikne hele prosjektet samlet, og er grunnlaget for øvrige visningsmodeller og resultatmodeller.
Visningsmodell	Samordningsmodell som er tilpasset presentasjoner i ulike fora som prosjekteringsmøter, offentlige samlinger, godkjenning og høringsrunder. Visualiseringsmodellen inneholder genererte definerte overflater som gir et virkelighetsinntrykk og som tillater at man beveger seg i modellen.
Tilbudsmodell	En redigert samordningsmodell som er tilpasset til en utsendelse av en tilbudsforespørsel. Modellen beskriver hele prosjektet med mulighet for å beskrive gjennomføring, beregne mengder og plasseringer.
Byggemodell	En revidert samordningsmodell som beskriver byggeprosjektet, med tilstrekkelig innhold av stikningsdata, maskinstyringsdata og referansedata, for å bygge. Ved behov revideres og klargjøres modellen for regelmessig utsendelse til entreprenør. Modellen gir grunnlag for å beregne avvik, fremdrift- og rapporteringsdata.
Som bygget modell	En redigert samordningsmodell som er justert med de godkjente endringer som er gjort i byggefasen. Modellen inngår som del av FDV dokumentasjon.

Figur 1. En oversikt over enkelte begreper og alle modellene som følger et prosjekt *Bane NOR (2017).*

Å skape forutsigbarhet for og samspill med bransjen, samt utvikling og utprøving av nye verktøy og metoder er også et ledd i implementeringen av Bane NOR sin BIM-strategi. Bakgrunnen for vedtaket av BIM-strategien er blant annet at modellbasert prosjektering gir bedre tverrfaglig koordinering, bedre kommunikasjon, unngår informasjonstap og reduserer feil og mangler.

Utfordringer med grunnforhold i modell

Prosjektledelsen i FRE16 har hatt en offensiv holdning til bruk av BIM i prosjekteringsfasen, for alle fag. Dette er utfordrende når ikke alle fagområdene er like modne når det gjelder digitalisering, men allikevel er det helt sentralt at alle fag er med for å virkelig ha nytteverdi av modellbasert arbeidsform. Digitalisering av grunnforhold er lite standardisert, sammenliknet med for eksempel konstruksjonsfagene. FRE16 har i samarbeid med rådgiverteamet NAA (Norconsult/Asplan Viak/Aas-Jacobsen) det siste året jobbet med å få

all informasjon om grunnforhold innarbeidet i modeller på en god måte, som kan være med å danne grunnlaget for standardisering i bransjen.

Det er behov for å visualisere grunnforhold hele veien i et prosjekt. Bergoverflaten er et viktig element i grunnlagsmodellen, som skal oppdateres etter grunnboringer, innmålinger etc. Kartlagte svakhetssoner og forkastninger, og i enkelte tilfeller en grov visning av geologien, er å finne i mange prosjekters grunnlagsmodeller eller fagmodeller. Her stopper det ofte. Detaljert informasjon fra grunnundersøkelsene og mer detaljer om geologien som er beskrevet i fagrapporter er ofte utelatt fra modeller.

Mye informasjon om grunnforhold er å anse som usikker informasjon, og må betraktes deretter. Man hører ofte at når noe modelleres blir dette ansett som sikker informasjon, og at det kan medføre kontraktsmessige utfordringer med dette, og at man derfor ikke tar med detaljer om grunnforhold i modell. Dette er en tankegang bransjen bør se vekk fra. I dag modelleres svært mye usikker informasjon fra andre fagområder som for eksempel SHA, ytre miljø, og RAMS. Reduksjon av tegninger er også et mål i seg selv.

Bane NOR har besluttet at “All informasjon fra fagrapporter skal legges inn modellen. Dette gjelder spesielt områder med store sikkerhetsmessige og økonomiske konsekvenser eller som er avgjørende for valg av trasé”. Dette er nødvendig for å få til gode tverrfaglige prosesser i prosjekteringsfasen og for å avdekke “sikkerhetsmessige og økonomiske konsekvenser” tidlig.

DIGITALISERING AV GRUNNFORHOLD I PROSJEKTERINGSFASEN

Her følger en kort beskrivelse av ulike elementer FRE16 i samarbeid med rådgivergruppen NAA har valgt å ta med i modell *Bane NOR (2018b)*. De fleste elementene sorterer under grunnlagsmodellen, foruten elementer med en mer direkte kobling til konstruksjoner (bergmasseklassifisering og tettekrav) som er lagt til fagmodell geologi (se Figur 1). Modellen er opprettet i Navisworks og Autocad, og senere lagt inn i samordningsmodellen (VDC explorer). Målet med arbeidet har vært å inkludere all geologisk informasjon som tidligere er vist på ingeniørgeologiske plan- og profiltegninger (V-tegninger), slik at tegningene blir erstattet av modell. Flere av elementene som er lagt inn i modellen er basert på tolkning. Bakgrunn for tolkningene er presentert i fagrapport ingeniørgeologi, og modellen bør derfor benyttes sammen med fagrapporten.

For flere av elementene er det lagt inn metadata (attributter) som inkluderer spesifikk relevant informasjon for hvert enkelt element. Metadata er lagt i «properties dialog» i Navisworks og finnes ved å trykke på et objekt slik at det er markert i «Selection tree.» Informasjonen kan da leses av i «properties dialogen» ved å velge riktig fane. En viktig del av dette arbeidet har vært å komme frem til et standardisert sett med metadata.

Bergmodell

Bergmodellen vises som en heldekkende, delvis transparent flate (satt til 50 % gjennomsiktighet) som indikerer antatt bergoverflate (Figur 2). Datagrunnlaget for bergmodellen er geotekniske grunnboringer, refraksjonsseismiske undersøkelser, resistivitetsmålinger, AEM-data og registreringer av berg-i-dagen. Bergmodellen er begrenset til der det foreligger grunnundersøkelser. Det er derfor ved bruk av bergmodellen alltid nødvendig å kjenne grunnlaget, og begrensningene i modellen. Det er ikke lagt inn

visualisering av usikkerhet i modellen. Det er heller ikke lagt inn metadata på bergmodellen. Usikkerhet knyttet til bergartsoverflate er tilsvarende som på V-tegninger.

Berggrunnskart
Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) sitt berggrunnskart som viser hvilke bergarter som forventes i terrengoverflaten er inkludert i modellen. Berggrunnskartet består av ulike 3D-overflater som er skilt på lag, der hver overflate angir type bergart. Det vil si man kan trykke på en overflate i modellen og type bergart fremkommer fra lagnavnet. For å generere 3D overflatene er det benyttet eksisterende terrengmodell (DEM) med oppløsning på 25x25 m.

Aktsomhetskart for tunnelplanlegging
NGU har utarbeidet aktsomhetskart for tunnelplanlegging som viser soner der det sannsynligvis er svakhetssoner i bergmassen, forårsaket fra dypforvitring. Aktsomhetskartet er inkludert i modellen og vises som 3D overflater som ligger på terrenget (Figur 3). Ulikt fargede flater indikerer områder med sannsynlig dypforvitring og områder med mindre sannsynlig dypforvitring.

Bergartsfordeling langs tunnelprofilet
Antatt bergartsfordeling langs tunnelprofilet er lagt inn i modellen som bergvolumer (Figur 4). Bergartene er skilt på farge. Fargen er satt i henhold til standard fargekart fra NGU, og det fremgår i lagnavnet og metadata til aktuell farge hvilken bergart som er presentert.

Det er foreløpig ikke lagt inn visualisering av usikkerhet. Usikkerheten er størst i områder som er langt fra sikre observasjoner (boringer og områder som er befart i felt), og usikkerheten øker generelt mot dypet. Usikkerhet knyttet til bergartsfordeling er tilsvarende som for V-tegninger.

Tolkning av geologien langs tunneltraséene er hovedsakelig vist i en korridor på 40 meter til hver side for tunneltraséen. Avgrensning av bergarter langs tunnelprofilet skjer foreløpig 90 grader på tunnelprofilet. Bergartsgrensene følger dermed ikke de geologiske grensene. Usikkerhet knyttet til bergartsgrenser er tilsvarende som på V-tegninger. Metadata på bergartsvolumene er type bergart og antatt bergmassekvalitet.

Svakhetssoner / forkastninger
Svakhetssoner/ forkastninger er visualisert som en plan flate med definert bredde og fall (Figur 5). Sonene er gitt farge med utgangspunkt i antatt svakhetssoneklasse (4 klasser), etter hvor mye de antas å påvirke tunneldriften negativt. Bredden på svakhetssonene er definert per svakhetssoneklasse.

Svakhetssonene er i utgangspunktet avgrenset av plane flater fra 1 meter over antatt bergoverflate og ned til under tunnelnivå dersom ikke annen informasjon foreligger. De er tegnet over bergoverflaten slik at sonene er synlig når bergmodellen vises.

For hver svakhetssone inkluderes følgende metadata; antatt svakhetssoneklasse, svakhetssonenummer, påvist fra, antatt svakhetssonebredde. I datafeltet «påvist fra» beskrives det på hvilket grunnlag sonen er tolket fra, dvs. om det er fra seismikk, boringer, topografisk kart eller berggrunnskart. På den måten synliggjøres usikkerhet ved at soner basert på seismikk og boringer ofte er beheftet med mindre usikkerhet enn soner tolket fra topografisk kart.

Bergmasseklassifisering langs tunnelprofilet
Basert på en vurdering av grunnlagsmaterialet og grunnundersøkelser er det utført en tolkning

av bergmassekvaliteten med utgangspunkt i Q-systemet langs tunneltraséen for tunnelene. Fordelingen av bergmassekvaliteten i tunnelene er presentert i modellen ved at tunnelprofilet er delt opp i ulike farger, der hver farge symboliserer gitt bergmassekvalitet. Det fremgår også fra lagnavnet og metadata hvilken bergmasseklasse som er tolket. Tunnelprofilet er delt opp hver 10 meter, dvs. nøyaktigheten av grensene til bergmasseklassifiseringen er 10 meter. Tolkning av bergmassekvalitet er forbundet med usikkerhet, noe som er forsøkt ivaretatt ved å angi et spenn fra/til av tolket bergmassekvalitet.

Kjerneboringer og borehullslogging
Kjerneboringer og hammerhull med borehullslogging er presentert som et rør med diameter på 1 m langs innmålt borehull (Figur 6). Røret er differensiert i farger avhengig av hvilken bergart det er boret i. Fargen er satt i henhold til standard fargekart fra NGU, og det fremgår av lagnavnet til aktuell farge hvilken bergart som er presentert. Planlagte kjerneboringer/ hammerhullboringer er vist på tilsvarende måte, men det er benyttet en grå farge.

Det er i tillegg til bergartsfordeling vist knusningssoner og områder med høyt vanntap langsetter borehullet. Dette er vist som hvite og blå rør med diameter på 2 meter for henholdsvis knusningssone og vanntap. Røret omslutter borehullet i den lengden knusingssonen og/eller vanntap er registrert.

Det er lagt inn følgende metadata på boringene:

- Status
- Data planlagt/utført
- Fagansvarlig
- Lengde borehull
- Fallvinkel på borehull (fra horisontal)
- Fallretning på borehull
- Beskrivelse av type boring/ undersøkelse
- Henvisning til ytterligere informasjon

Bakkegeofysikk
Seismikk er vist som et rør med diameter på 1 meter der tolkede hastigheter over 4000 m/s er vist med grønn farge (Figur 5). Rør med diameter på 2 m og med rød farge indikerer lavhastighetssoner (tolkende hastigheter under 4000 m/s).

2D resistivitet er presentert som et lilla rør med diameter på 1 meter. Resultater fra 2D resistivitet er ikke visualisert i nåværende modell. Der både resistivitet og seismikk er utført samme sted følger resistivitetslinjen terrengoverflaten, enkelte steder er linjen også forskjøvet i side slik at resultatene fra seismikken fremgår tydelig. Planlagt seismikk/ resistivitet vises som en grå heltrukken linje som følger terrengoverflaten.

Det er foreløpig lagt inn følgende metadata for utført seismikk; type undersøkelse, registrering, status.

Ingeniørgeologisk kartlegging
I områder der det er utført ingeniørgeologisk kartlegging vises dette i modellen som et geologisymbol med stolpe ned til bergmodellen (Figur 7). Metadata til hvert punkt inkluderer:

- lokasjon (kjennetegn på punktet, for å enkelt finne tilbake til kartleggingspunkt i f.eks. rapport)

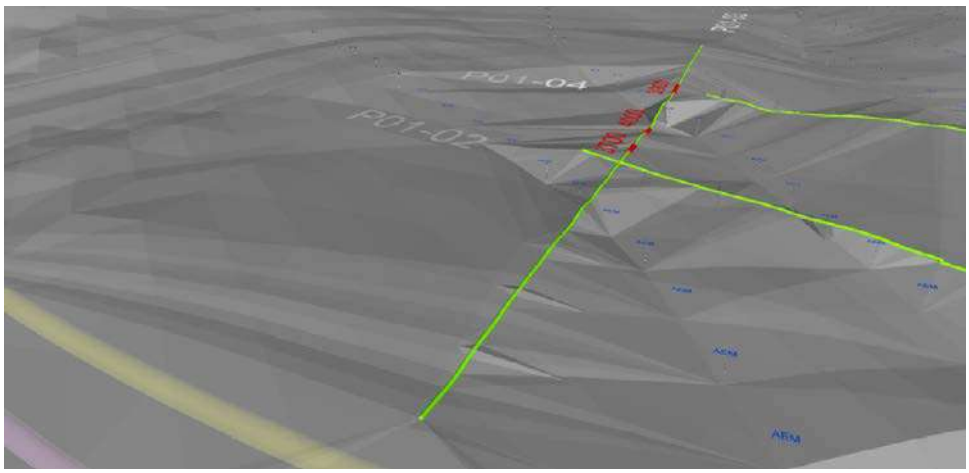
- registrert bergart,
- utregnet Q' verdi
- merknader: eventuelle kommentarer fra kartleggingen.

Grunnboringer
Grunnboringer er visualisert med rør fra innmålt ansett av borepunkt på terreng, til dybden det er boret. Lengden som er boret i løsmasser er vist med hvit farge, og lengden det er boret i berg er vist med rød farge. Det fremgår også av lagnavnet hva de ulike fargene symboliserer. Navn på boringen fremgår i overkant av hvert punkt.

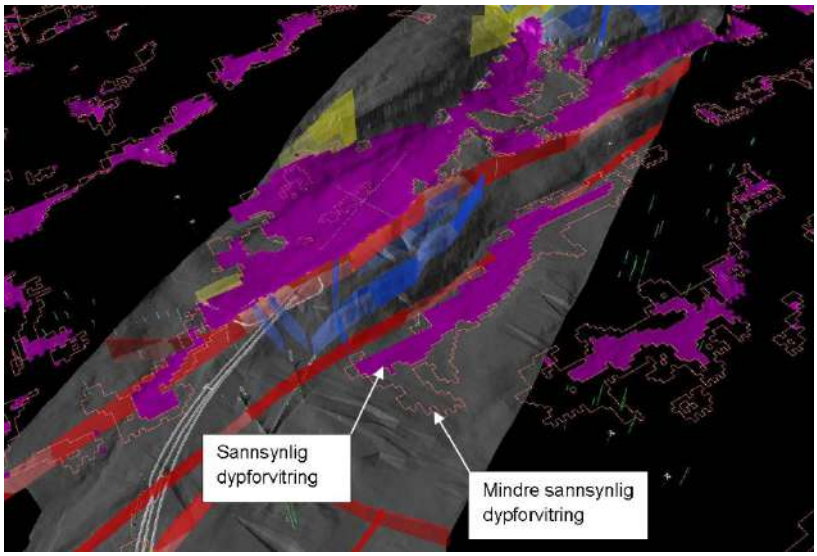
Vannforsynings- og energibrønner
Vannforsynings- og energibrønner, presentert som streker med overflatemerke.

Foreslåtte tettekrav for tunnelene
Tettekravene er visualisert ved ulike farger på tunnelprofilet langs tunneltraséen. Hver farge viser foreslått tettekrav, og det fremgår også fra lagnavnet til fargen hva tettekravet er.

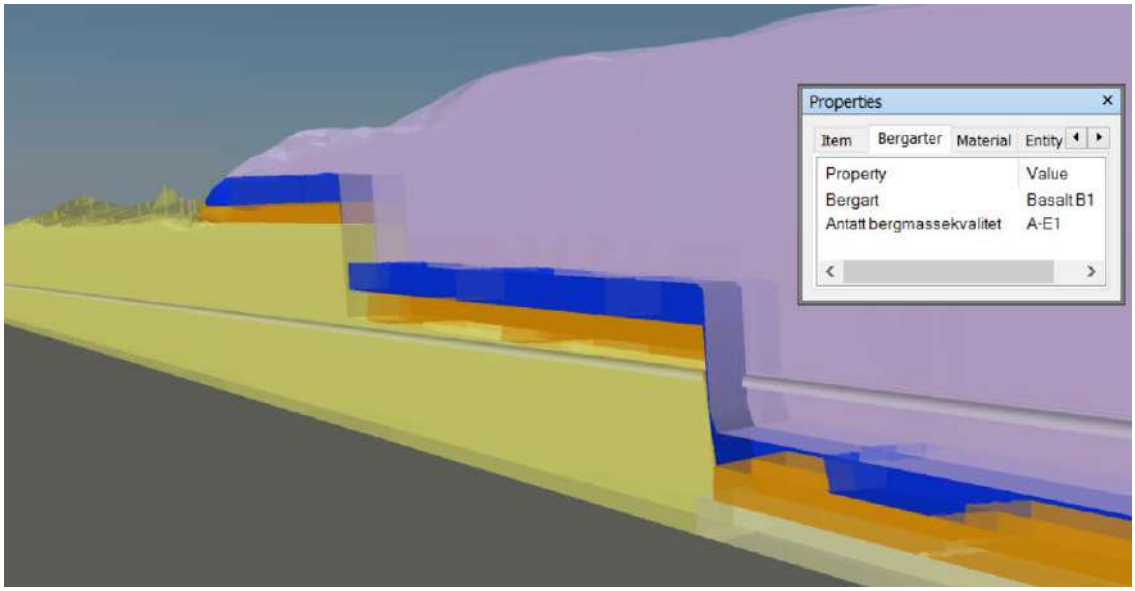
Antatt grunnvannsspeil
Antatt grunnvannsspeil er vist som heldekkende flate.



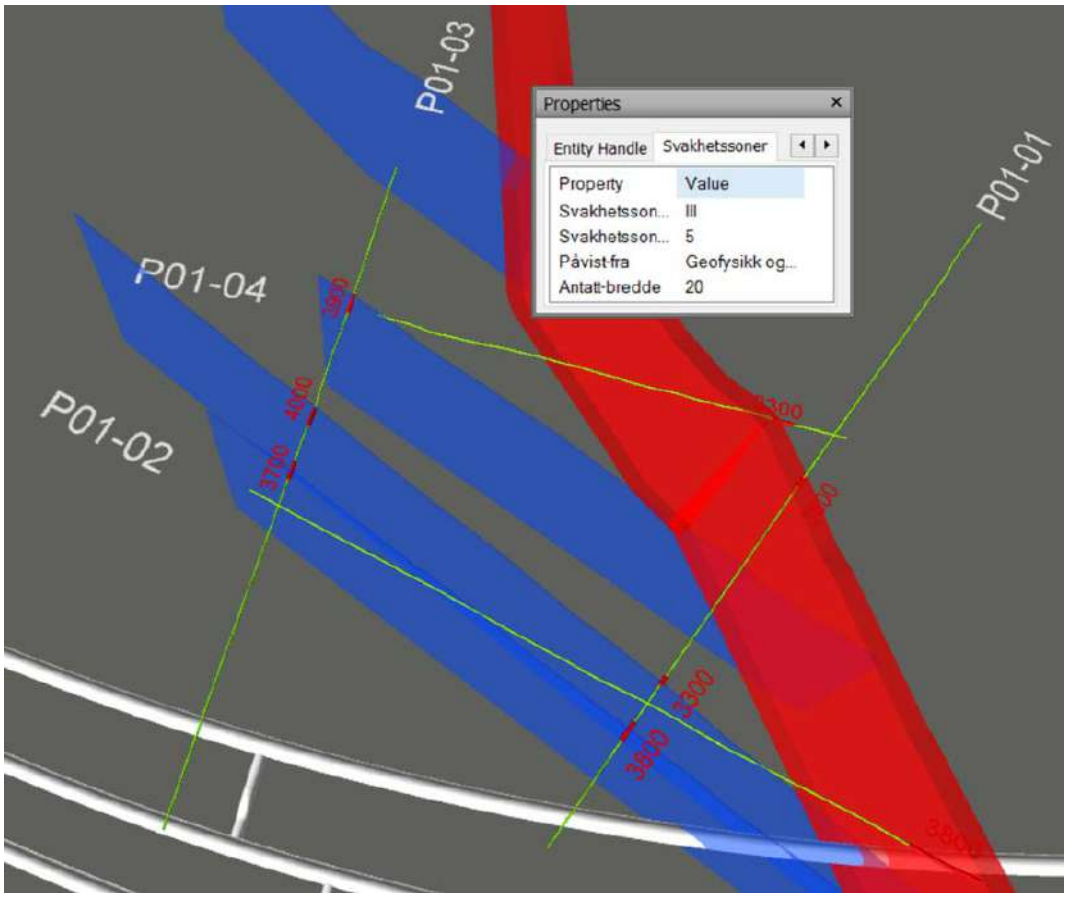
Figur 2. Viser bergmodellen (grå), her basert på AEM-data (blå punkt) og seismikklinjer. Seismikklinjene er grønne, med lavhastighetssoner markert rødt. Tunnelene er synlig under bergmodellen. *Bane NOR (2018b)*



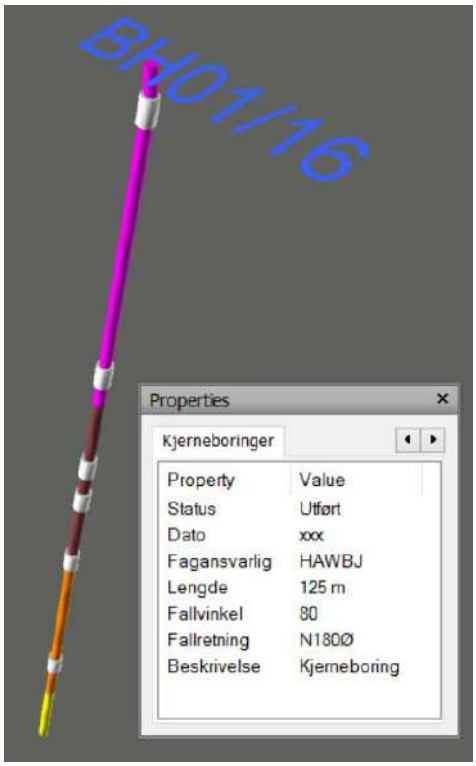
Figur 3. Viser NGU sitt aktsomhetskart for tunnelplanlegging i modellen, med rosa områder. Svakhetssoner, bergmodell og tunnel er også synlig. *Bane NOR (2018b)*



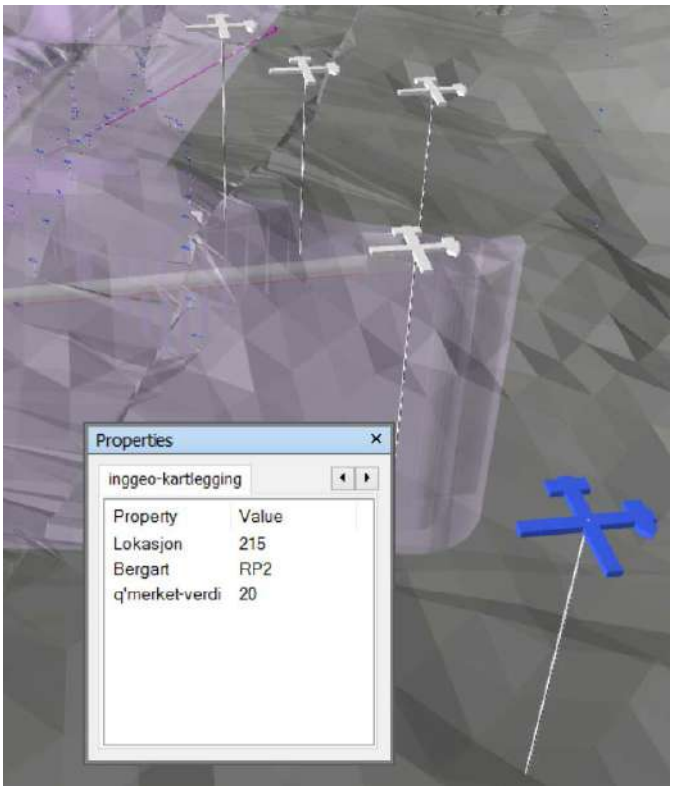
Figur 4. Viser antatt bergartsfordeling langs tunnelen, sett fra siden. Eksempel på metadata angid bergart og antatt bergmassekvalitet. *Bane NOR (2018b)*



Figur 5. Visualisering av svakhetssoner/forkastninger. Farge angir antatt mektighet. Metadata angir svakhetssoneklasse, svakhetssonenummer, påvist fra, og antatt bredde. Seismikk, bergartsfordeling og tunnelløp er også synlig. *Bane NOR (2018b)*



Figur 6. Borehull vist som rør med farger for bergart. Hvite parti indikerer knusningssone. Metadata gir informasjon om status, dato utført, fagansvarlig for logging, lengde, fall, fallretning, type boring og henvisning til datarapport. *Bane NOR (2018b)*



Figur 7. Hammer-symbol med stolpe indikerer geologisk kartlegging. Lokasjonsnummer, bergart og q'-verdi er angitt for hvert punkt. *Bane NOR (2018b)*

VIDERE ARBEID

Forslaget til modellelementer lagt frem i denne artikkelen vil trolig være dekkende for de fleste tunnelprosjekter i prosjekteringsfasen.

For å komme i mål med Bane NOR sin BIM-strategi vil det være viktig å standardisere informasjon om grunnforhold som fremkommer i byggefasen. Datafangsten under bygging er enorm. Skanning, boredata, kartlegging og andre målinger er godt etablert i bransjen, men det mangler å standardisere hvordan dataene skal dokumenteres slik at de blir verdifulle under driving og i drift- og vedlikeholdsfasen.

REFERANSER

Bane NOR (2018a): "Anbefalt praksis for felles rutiner og metodikk ved modellprosjektering"

Bane NOR (2018b): "Geologimodell – valg og usikkerhet"

Bane NOR (2017): "Håndbok for digital planlegging"

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

NUMERISK MODELLERING AV FORANKREDE FUNDAMENTER FOR VINDTURBINER

Numerical modelling of anchored foundation for wind turbine generators, WTG

Mahdi Shabanimashcool, Roger Olsson*, Tore Valstad, Einar John Lande, NGI, Oslo.
Andris Berzins, Peikko Group Cooperation, Latvia
Kari Tuominen, Juris Lapsins, Peikko Group Cooperation, Finland
*NGI/NTNU

SAMMENDRAG

Den numeriske modelleringen av et vindturbinfundament med 3DEC viser at bergmassen er stabil med minimale forskyvninger for den dimensjonerende momentbelastningen fra tårnet. Dette er vist med tre forskjellige modellmaterialer for bergmassen, massivt, noe oppsprukket og tett oppsprukket bergmasse. For de to beste modellmaterialene viser modelleringen at sikkerheten mot velting er høyere enn det dimensjonerende momentet med en faktor på fem til åtte.

Resultatene av modelleringen er verifisert ved en sammenligning av målte forskyvninger i bergmassen under en vindturbin i Finland.

Modelleringen viser ingen tendens til dannelse av en bruddfigur tilsvarende en kjeglemodell. Den vanlig antagelsen om et kjegleformet uttrekkslegeme samsvarer ikke med resultatet fra modelleringen så lenge det er kontakt mellom fundamentplaten og bergmassen. Målinger på et fundament under ekstrem vindbelastning viser heller ingen samsvar med en kjegleformet bruddfigur. Bergmassen når en ultimal momentmotstand ved forskyvninger mellom de individuelle bergblokkene i modellen. Blokkene separerer, rotere og glir innbyrdes og kreftene mellom dem omlagres. Dette skjer når det dannes en glippe mellom bergmassen og fundamentplaten og trykkboblen fra forspenningen fra oppspenningen flytter seg over på lesiden. Ved den ultimale momentmotstanden er det et område hvor blokkene har mistet intern låsing, og en betydelig omlagring av kreftene har funnet sted mellom dem. Dette kan imidlertid ikke sammenlignes ved løfting av en monolittisk kjegleformet blokk

SUMMARY

The numerical modelling of a wind turbine foundation with the software 3DEC shows that the rock mass is stable with minimal displacements for the design moment from the turbine tower. Stable conditions are demonstrated using three different model materials for the rock mass, solid, slightly jointed and densely jointed rock mass. For the two best model materials, the modelling shows that the safety against overturning is higher than the design moment by a factor of five to ten.

The results of modelling are verified by a comparison of measured displacements in the rock mass under a wind turbine in Finland.

The modelling shows no tendency to form a failure body similar to a cone shape. The common assumption of a cone-shaped failure body does not match the result of modelling as long as there is contact between the foundation slab and the rock mass. Observations on a foundation under extreme wind load also show no correspondence with a cone-shaped failure body. The rock mass reaches an ultimate moment resistance by displacements between the individual rock blocks in the model. The blocks separate, rotate and slide individually and the forces between them are redistributed. This occurs when a gap is formed between the rock mass and the foundation slab is formed and the pressure bubble from the post-tensioned anchors shifts towards the leeward side. At the ultimate moment resistance, there is an area where the rock blocks have lost the interlocking and significant the forces between them are redistributed. However, this cannot be compared with lifting a monolithic conical body.

INNLEDNING

Bruk av vindturbiner til produksjon av fornybar energi fra vind har økt kraftig i løpet av de siste tiårene. Samtidig har størrelsen på turbinene økt kraftig. For ti år siden leverte en vanlig turbin om lag 1 MW og tårnhøyden var om lag 60 m. I dag leverer en vanlig turbinen om lag 4 MW og tårnhøyden er 80 til 120 m. Dette fører til større belastninger på tårn og fundament.

De fleste vindturbiner i Norge er installert langs kysten på nakne øyer som på Smøla og Hitra. Tårnene er fundamentert på berg og innspent med stanganker i 9 til 15 m dybde. Den dominerende lasten på fundamentet er moment og horisontalkraft fra vindkraften på turbinen og tårnet.

I dag benyttes en "kjeglemodellen" for å beregne veltestabilitet av bergmassen som er spent inn rundt ankerene. Ankerene binder sammen et bergvolum på om lag 200 m^3. I denne modellen antas et rotasjonssenter i berget under fundamentet. Likevekten av bergvolumet må gi et stabiliserende moment rundt rotasjonssenteret som er høyere enn det ytre momentet fra vindkraften.

KONSEPT FOR VINDTURBINDER FUNDAMENTERT PÅ BERG

Som allerede beskrevet så er de dominerende lastene fra tårnet et moment og en horisontallast fra vinden. Vertikallasten (vekt fra tårn og turbin) er så liten at den har marginal betydning for stabiliteten. Konseptet med bergforankrete vindturbiner kan deles inn i to typer. Begge kan støpes enten direkte på berg eller på en betongavretting:

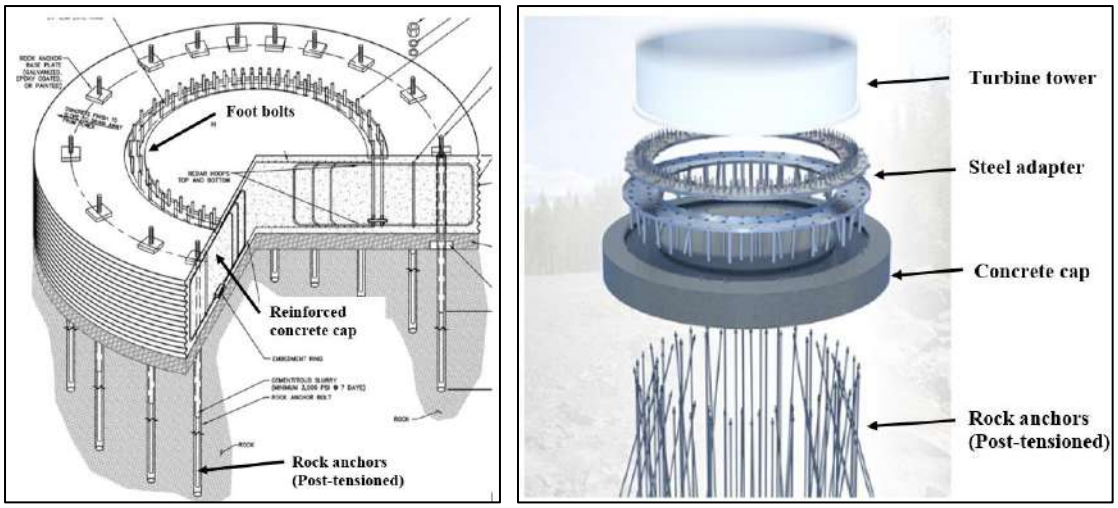
Konsept A

I dette konseptet overføres kreftene fra tårnet til et armert betongfundament med gjennomgående fotbolter til en stålring nær underkanten av fundamentplaten. Tykkelsen på platen er typisk mellom 1000 og 2000 mm. Ankerene står i en ring utenfor fotboltene. Kreftene fra tårnet overføres gjennom betong og armering til forboltene, se figur 1. Dette krever en tykk og tungt armert betongplate med konstruktive utfordringer. Det er mange eksempler på rissing av betongen langs ringen av fotbolter, Hassanzadeh (2012).

Det er en forutsetning ved dimensjonering at spennkraften fra ankerene skal være så stor at det alltid er trykk mellom betongfundamentet og berggrunnen.

Konsept B

I dette konseptet kobles fotboltene direkte til ankerene via en ringformet stål adapter, en fundamenteringsløsning som blant annet leveres av Peikko i Finland (*Peikko Foundation Concept*). Under adapteren er det et armert betongfundament med tykkelse 400 til 500 mm. Her er det ingen overføring av krefter fra tårnet til ankerene via betongfundamentet. Det har bare til oppgave å overføre spennkraften i ankerene via adapteren til berggrunnen. Når fundamentet blir belastes med et moment fra tårnet, reduseres trykket mot berggrunnen på losiden samtidig som trykket øker på lesiden. Også for dette konseptet skal det alltid være trykk mellom betongfundamentet og berggrunnen.



Figur 1 (venstre): Illustrasjon av konsept A (kilde: www.conteches.com), (høyre): Illustrasjon av konsept B ((kilde www.peikko.com).

Et eksempel på plassering av ankere for konsept B er vist i et snitt i figur 2. Avstanden D_f er den ytre diameteren av betongringen og D_t er den ytre diameteren på tårnet. Tykkelsen h_c er tykkelsen på betongringen. Avstanden L_b er forankringslengden i berg og L_f er frilengden. I dette konseptet brukes helgjengede stangstag (*fatbars*), med en maksimal lengde på 11.8 m. I frilengden er det en kraftig krympestrømpe utenpå gjengene for å hindre samvirke mellom stag og mørtelomstøpning.

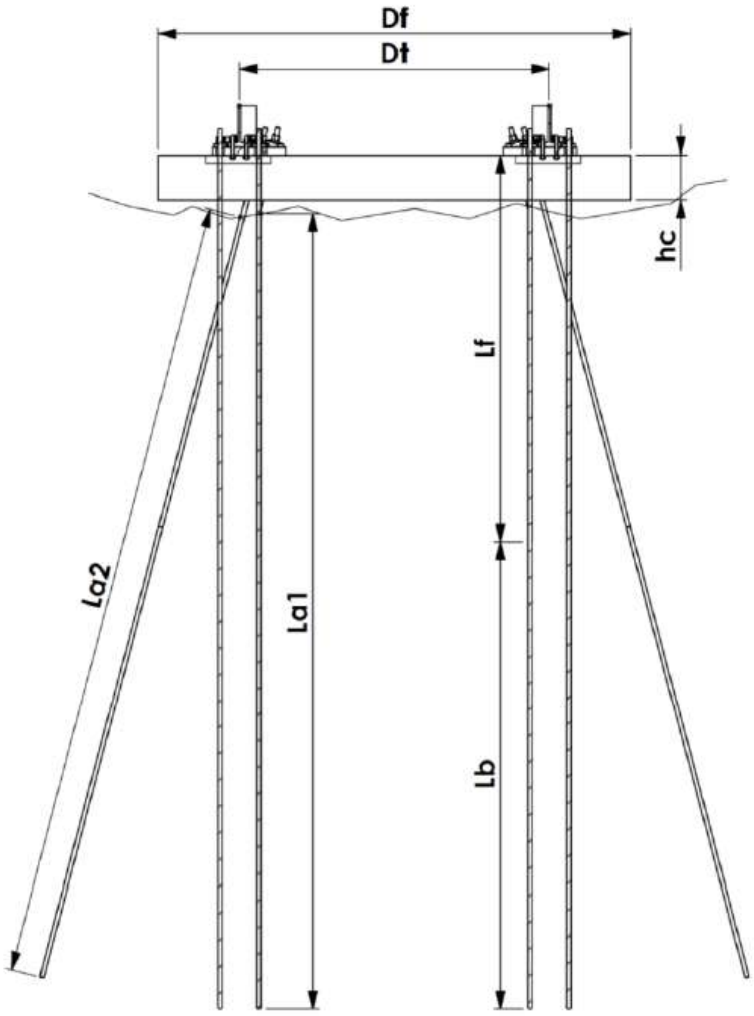
Standarder

Vindkraftindustrien har flere standarder som forteller om dimensjonering, se tabell 1.

Tabell 1 Standarder og veiledninger i vindkraftindustrien

Referanse	*Tittel*
IEC 61400-1	*Wind turbines – Part 1: Design requirements*
IEC 61400-6	*Wind energy generation systems – Part 6: Tower and Foundation Design requirements*
DNVGL-ST-0437	*Loads and site conditions for wind turbines*
DNVGL-ST-0126	*Support structures for wind turbines*
ASCE/AWEA PR2011	*Recommended Practice for Compliance of Large Onshore Wind Turbine Support Structures*

IEC 61400-serien av standarder og tekniske spesifikasjoner er fra International Electrotechnical Commission (IEC) og gir normativ veiledning om vindturbinutforming, produksjon, transport og installasjon. Vindturbiner er generelt typegodkjente eller objektivt evaluert i henhold til IEC 61400 standarder og / eller ved regler eller retningslinjer utviklet av sertifiseringsorganer, f.eks. DNV GL. I tillegg må de ulike delene være dimensjonert i henhold til de ulike delene eurokodene.



Figur 2 Prinsippskisse "Peikko Foundation Concept" (Peikko, 2017).

I Norge vil det for generell dimensjonering være mest naturlig å følge anbefalingene gitt av DNV GL. Vedrørende fundamentering gjelder anbefalingene hovedsakelige offshore fundamentering på løsmasser, men det står også noe verbalt om fundamentering på berg. Noe mer vedrørende bergfundamentering finner man i IEC 61400-6.

Ifølge DNV GL-ST-0126 skal dimensjonering følge partialfaktor metoden som også er den påkrevde metoden i Eurokoden. Dette betyr at dimensjonerende last (E_d) skal være like eller mindre enn dimensjonerende motstand (R_d):

$$E_d \leq R_d$$

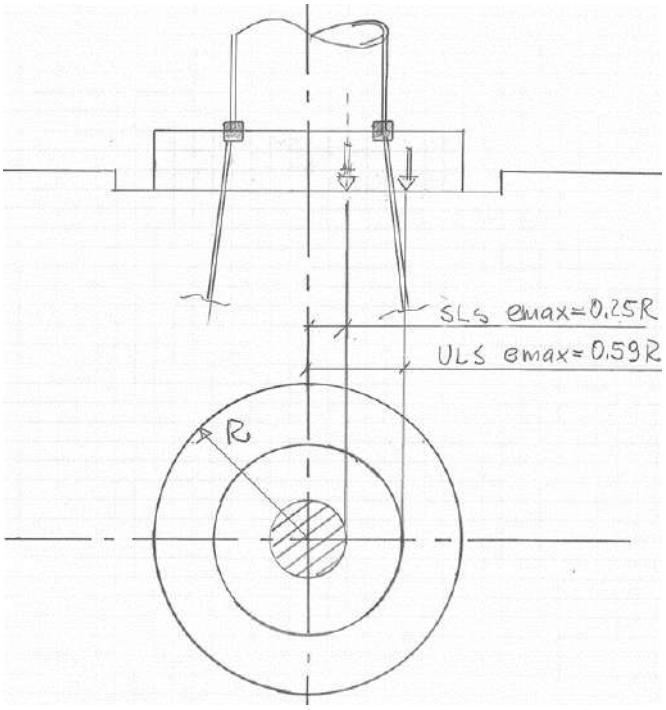
Ved dimensjonering skal de ulike grensetilstandene oppfylles:

- Bruksgrensetilstand (SLS)
- Bruddgrensetilstand (ULS)
- Utmattingstilstand (FLS)
- Ulykkestilstand (ALS)

Bruksgrensetilstand (SLS)

Det skal i bruksgrensetilstanden, med permanente eller normale driftsbelastninger, kontrolleres at det under hele fundamentarealet er trykkspenninger, dvs. det skal ikke være noen glippe mellom betong og berg. For å unngå det skal den vertikale kraftresultanten virke innenfor et primært kjerneområde. For et sirkulært tverrsnitt vil det si at eksentrisiteten, *e* skal være:

$$e \leq 0.25 \times R$$



Figur 3 Kjerneområde for sirkulært tverrsnitt i SLS og ULS.

Dette benevnes også som et eksentrisitetskriterium. Det er også vanlig å kontrollere setninger i denne tilstanden, men dette vil ikke være av stor interesse ved fundamentering av vindturbiner på berg, ettersom disse vanligvis fundamenteres på fast berg og er relativt lette. Det som vil påføre størst deformasjoner i bergmassen vil skje under oppspenningen av ankerene før tårn og turbin monteres.

Bruddgrensetilstand (ULS)

For bruddgrensetilstanden (ULS) vil tillatt eksentrisitet være noe større enn for bruksgrensetilstanden (SLS) ettersom lasten er større, se figur 3:

$$e \leq 0.59 \times R$$

I bruddgrensetilstanden skal fundamentene til vindturbinene dimensjoneres slik at de har tilstrekkelig stabilitet og sikkerhet, hvor følgende kontrolleres:

- Stabilitet mot velting
- Stabilitet mot glidning
- Berggrunnens bæreevne
- Dimensjonerende kapasitet av ankerene

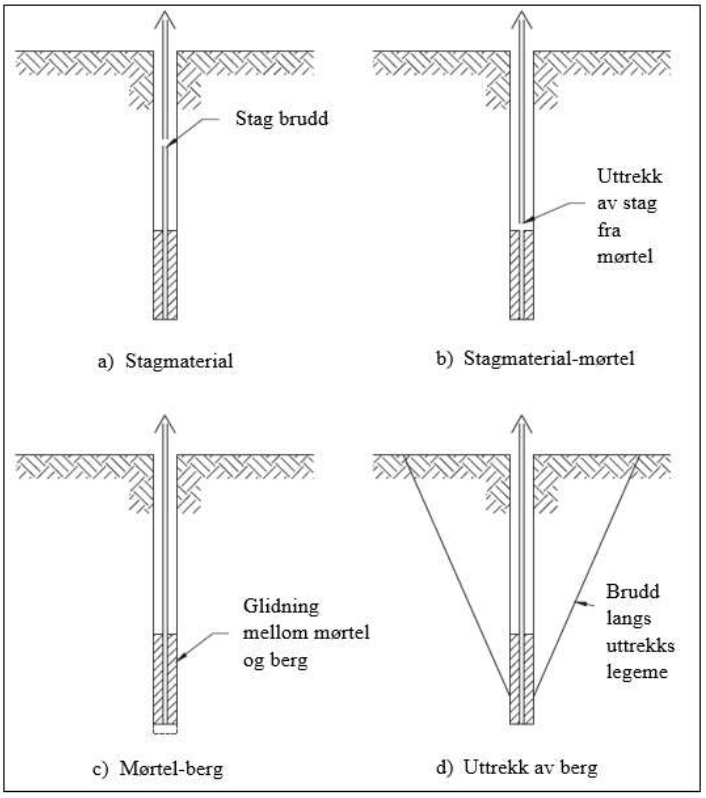
Veltestabilitet

Kontroll av stabilitet mot velting gjøres i henhold til Eurokode 7 gjennom påvisning av statisk likevekt (EQU), for både ULS og ALS. Dette krever at veltemomentet M_{Ed}, er mindre enn det stabiliserende momentet M_{Rd}, ved å bruke de aktuelle lastfaktoren som man finner i eurokode 0 (NS-EN 1990) og materialfaktorene i eurokode 7 (NS-EN 1997-1):

$$M_{Fd} \leq M_{Rd}$$

Den største kraften til det stabiliserende momentet M_{Rd} kommer fra strekkreftene i bergforankringene. Opptak av strekkrefter ved hjelp av ankere er vanlig for mange typer konstruksjoner som spuntvegger, støttemurer, brufundamenter, etc. Dimensjonering av ankere (helstang eller lisser) gjøres vanlige i steg hvor de ulike komponentene kontrolleres hver for seg. Dersom vi ser på et enkelt anker så må følgende deler kontrolleres:

- ✓ Indre kapasitet - dimensjonerende kapasiteten av staget, helstang eller lisser
- ✓ Ytre kapasitet - brudd mellom stagmaterialet og mørtel
- ✓ Ytre kapasitet - brudd mellom mørtel og berg (eller jord)
- ✓ Ytre kapasitet - stabilitet av berg eller jord mot uttrekking

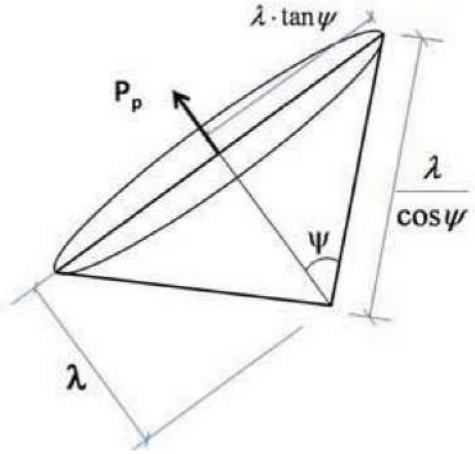


Figur 4 Illustrasjon av de indre og ytre kapasitet (Brown, E. T., 2015).

Denne artikkelen har tittelen "numeriske modellering av forankrete fundamenter for vindturbiner", og handler om hvordan bergmassen oppfører seg under et fundament forankret med ankere. Derfor fokuseres det kun på den "Ytre kapasitet - Stabilitet av berg mot uttrekking" og kjeglemodellen. For kontroll av de andre delene vises det til blant annet kapittel 8 i Eurokode 7, og publikasjonen V220 – "Geoteknikk i vegbygging" fra Statens vegvesen.

Kjeglemodellen

Litteraturen, designkoder og retningslinjer har i minst 70 år (Parker, 1958) anvendt en kjeglemetode for vurdering av global stabilitet mot uttrekking av et berganker. Ved dimensjonering av et enkelt anker, baserer kjeglemodellen seg på en geometri av et uttrekkslegeme som er en kjegle med spissen vendt nedover i bergmassen rundt fastlengden på ankeret. Bruddvinkelen, Ψ må vurderes ut fra bergmassens kvalitet, se Figur 5. Det er vanlige å bruke begrepet apeksvinkel som er to ganger bruddvinkelen, Ψ.



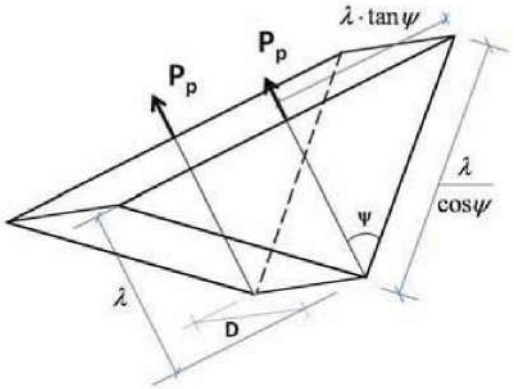
Figur 5 Antatt form på uttrekkslegeme. (Statens vegvesen V220, 2014).

Vanlig praksis i Norge er nok at de fleste velger en bruddvinkel i henhold til tabell 1.

Tabell 1: Antatt form på uttrekkslegeme. (Statens vegvesen V220, 2014).

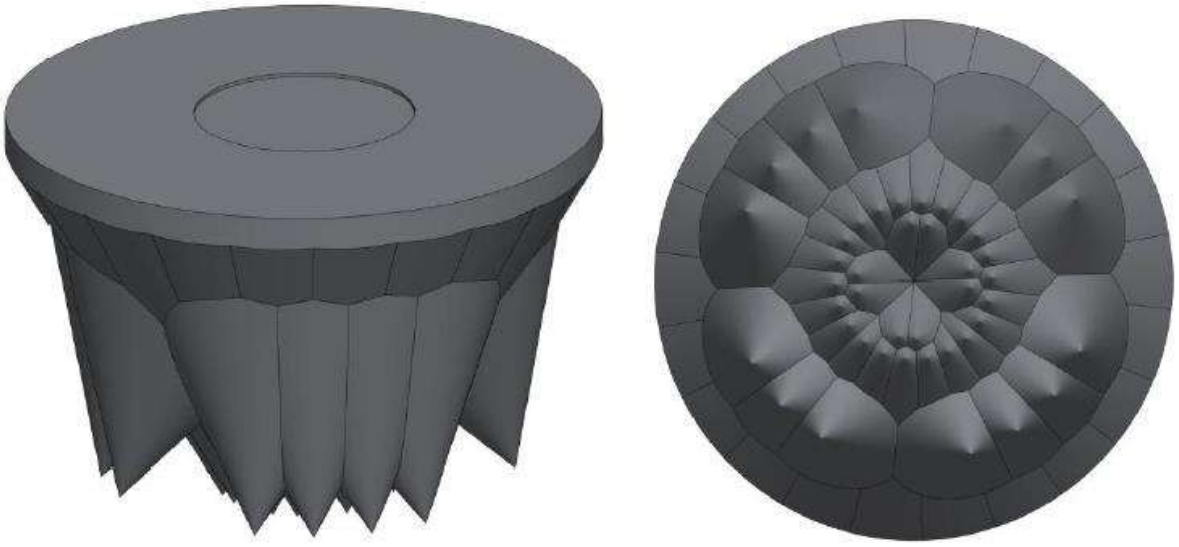
Beskrivelse av bergart	Heftfasthet, τ_k kPa	Bruddvinkel, ψ_{maks} *grader*
Meget godt berg, ett sprekkesett med sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke >50 MPa	100 - 200	≤ 45
Bergmassr med to sprekkesett og sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke 15 – 50 MPa	50 - 100	≤ 40
Tre sprekkesett med sporadiske sprekker, men med mindre enn 20 sprekker per m^3,bergmassens trykkstyrke < 15 MPa	50	≤ 30
Ved sterkt oppsprukket berg bør sementinjeksjon i bergmassen vurderes		

Tabellen gjelder der ankerene står med så stor avstand at kjeglene ikke overlapper hverandre. Det innebærer at en annen modell må vurderes ved for eksempel ankere langs en støttekonstruksjon med rekker av ankere som overlapper. Her vil uttrekkslegemet kunne anta form av et langstrakt trekantprisme med spissen ned, se figur 6.



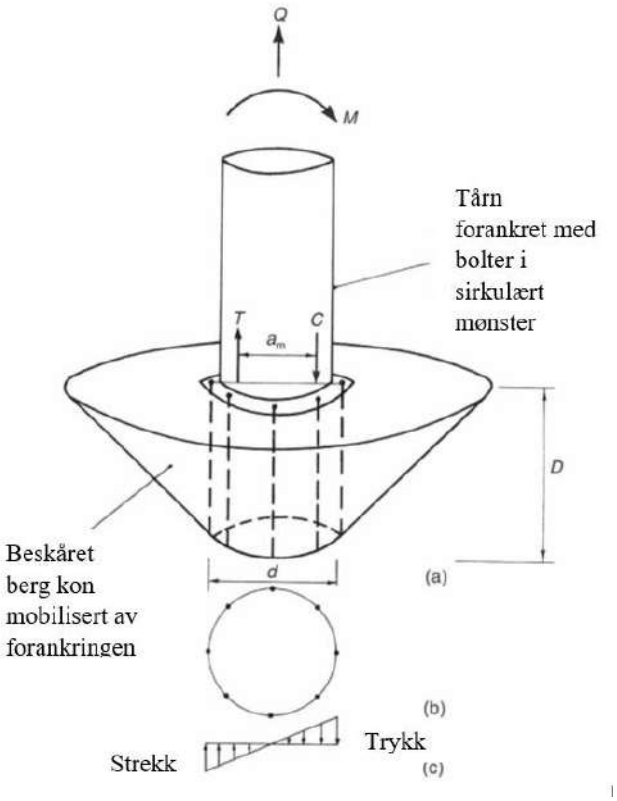
Figur 6 Antatt form på uttrekkslegeme med en rekke av ankere. (Statens vegvesen V220, 2014).

Et fundament for en vindturbin vil med den samme betraktningen gi et uttrekkslegeme som vist i figur 7, hvor ankerene står så tett at kjeglene gror sammen til et tilnærmet sylindrisk legeme. Det er derfor vanlig å velge en forenklet legeme som vist i figur 8, og figur 9.

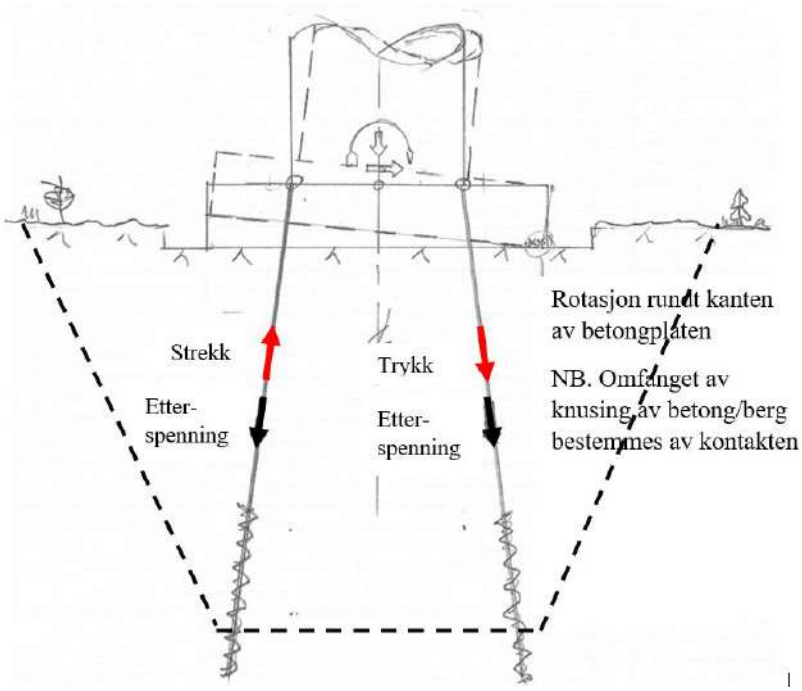


Figur 7 Antatt form på uttrekkslegeme for forankringer under et fundament for en vindturbin (Peikko, 2017).

Veltestabiliteten av et vindturbinfundament kan, som vist på figur 8, analyseres ved rotasjon av fundamentet og hele kjeglevolumet som samvirker med fundamentet. Eller man kan, som vist på figur 9, analysere rotasjon av fundamentet om kanten på lesiden, mens kjeglevolumet generer motkreftene mot rotasjonen. I den første betraktningen, figur 8, blir strekk- og trykkreftene fra momentet interne krefter mellom fundamentet og kjeglevolumet. I den andre betraktningen blir strekk- og trykkreftene fra momentet ytre krefter på kjeglevolumet.



Figur 8 Forenklet modell i 3D (etter Duncan C. Wyllie, 1999).



Figur 9 Forenklet modell i 2D (endret NGI, 2017).

I begge tilfellene er imidlertid kreftene fra momentet som et kraftpar som både trekker kjeglen ut av bergmassen og trykker kjeglen ned i bergmassen. Kraftparet virker med strekk på lo side og trykk på le side, kraftparet virker på det samme bergvolumet.

Dette skiller seg markant fra den ordinære kjeglemodellen hvor et berglegeme trekkes ut av bergmassen uten at andre krefter virker samtidig på det samme legemet, jevnfør figurene 5 og 6. Uttrekking mot en fri bergflate er derfor ikke en mulig bruddform for et vindturbinfundament. Under stor vindlast viser målinger på vindturbinfundamenter og numeriske analyser av denne situasjonen ingen samsvar med kjeglemodellen. I virkeligheten samvirker fundamentet med et mye større bergvolum enn det som er avgrenset av kjeglemodellen.

Oppspenningen av ankerene mot fundamentet gjør at det dannes en trykkboble først og fremst i vertikal retning. På grunn av poissonseffekten settes det også opp horisontalt trykk i bergmassen så lenge den er innspent lateralt. Når fundamentet påvirkes av et moment reduseres vertikaltrykket på losiden og øker på lesiden, men det horisontale trykket er stabilt. Dette gir skjær- og normalforskyvninger i bergmassen. Bergmassen er fortsatt under trykk både vertikalt og horisontalt. Endringene i formen på trykkboblen og forskyvningen avhenger av sprekkegeometrien.

Det er først når det blir en glippe mellom fundamentplaten og berggrunnen at det kan dannes en bruddfigur i bergmassen, jevnfør figur 9. Først da kan det skje en utrivning av bergmassen. Bergmassen kan ikke løfte seg så lenge fundamentet ligger på berggrunnen, og den laterale innspenningen holdes ved like. Under de gitte forutsetningene for dimensjonering kan det ikke dannes et uttrekkslegeme.

For å få en bedre forståelse av hva som skjer i bergmassen er det utført numerisk modellering med 3DEC.

NUMERISK MODELLERING

Hovedoppgaven for den numeriske modelleringen var å undersøke hvordan en oppsprukken bergmasse oppfører seg under belastning fra et vindturbinfundament. Videre ønsket vi å sammenligne resultatene fra den numeriske modelleringen med resultatet fra en kjeglemodell. I utgangspunktet var kjeglemodellen vurdert til å være en relativt representativ modell for bergmassens oppførsel. Samtidig hadde vi indikasjoner på at bergmassens styrke var høyere enn det kjeglemodellen viste, og at det ville være muligheter for å kunne utnytte bergmassens styrke bedre. Det hadde tidligere vært vist ved hjelp av numeriske modellering for en vindturbin i Berlevåg vindpark (Pabst, T. et al. 2015).

Valg av modellmaterialer

For de numeriske beregningene ble det valgt tre ulike type bergmasser med RMR_{89} fra 60 til 90 (good to very good rock). De bergtekniske parameterne er vist i tabell 3. Det beste modellmaterialet er i prinsipp homogent berg med ett horisontalt sprekkesett (eksfoliasjonssprekker), mens den med dårligste er antatt å representere en bergmassekvalitet som finnes de fleste stedene det er aktuelt å bygge vindturbiner i Norge.

Mekaniske parametere for modellmaterialer

Det mest realistiske settet å modellere bergmassen er som et diskontinuum, dvs. i dette tilfellet en bergmasse som består av blokker (kontinuum) som er skilt fra hverandre med sprekker (diskontinuiteter), og hvor hele aggregatet av blokker og sprekker er modellert i tre dimensjoner, 3D. Dette ble gjort i programmet, 3DEC som er levert av Itasca Consulting Group, Inc.

Tabell 3 Bergtekniske parametere for tre type modellmaterialer brukt i numerisk modellering (NGI, 2018a).

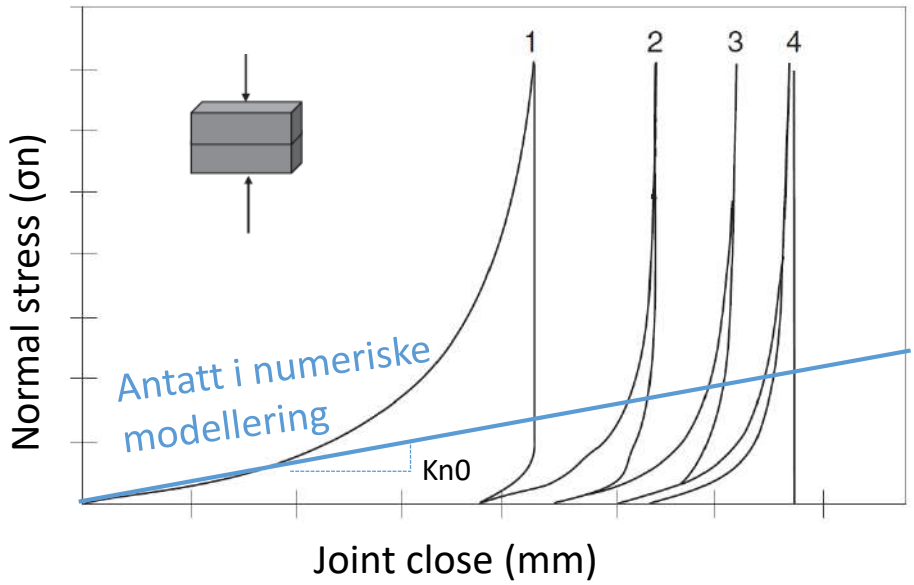
Parameter	**Karakteristikk av modellmateriale**		
	I	II	III
	Massiv til noe oppsprukket bergmasse	Noe oppsprukket til oppsprukket bergmasse	Oppsprukket til meget oppsprukket bergmasse
Forvitring	Frisk eller noe forvitret, grad 0 til 1		
Enaksial trykkfasthet (MPa)	≥100	≥100	≥100
Antall sprekkesett	1 + tilfeldig	2 + tilfeldig	3 + tilfeldig
Sprekkeorientering Set 1 Set 2 Set 3	horisontal Ingen Ingen	horisontal vertikal Ingen	horisontal vertikal skrå
Sprekkeavstand	≥ 1000 mm	≥ 600 mm	≥ 200 mm
Sprekkeruhet	ru og hakkete	Ru, hakkete eller bølgete	Ru, hakkete, bølgete eller plan
Sprekkeåpning	tett eller ≤ 0.6 mm	delvis åpen eller ≤ 1.0 mm	åpen eller ≤ 2.0 mm
Sprekkefylling	ingen	ingen eller kornet	kornet
Typiske bergarter	gneis, granitt, diabas, basalt,	gneis, granitt, amfibolitt, kvartsitt, kalkstein	gneis, granitt, amfibolitt, kvartsitt, kalkstein, marmor, fyllitt
Typiske RMR verdier	80 - 90	70 – 80	60 -70
Korresponderende GSI	80	70	60

I programmet, 3DEC er bergblokkene å betraktet som intakt berg hvor egenskapene er avhengig av diagenese, kornstørrelse og alder. Parameterne som er brukt for det intakte berget er den enaksiale trykkfastheten (UCS), elastisitetsmodulen (E) og Poissons tall (υ). Parameterne som er brukt for sprekkene er normal- og skjærstivhet samt skjærfastheten. Egenskapene til sprekkene er bestemt ved empiriske relasjoner etablert av Barton og Bandis. Disse er basert på sprekkeruhet, (JRC), trykkfastheten på sprekkeplanet (JCS) og initial sprekke åpning (a_j).

Normalstivheten av sprekker kan bestemmes ved hjelp av følgende ligninger:

$$K_{ni} = 0.0178 \left(\frac{JCS_n}{a_j}\right) + 1.748\, JRC - 7.15$$

$$a_j = \frac{JRC_0}{5}\left(\frac{0.2\sigma_{ci}}{JCS_0} - 0.1\right)$$



Figur 10 Forendring av en sprekks normalstivhet ved noen lastsykler (NGI, 2018a).

Skjærstivheten av sprekker kan bestemmes ved hjelp av følgende ligning:

$$K_s = \frac{100}{L}\sigma_n \tan\left[JRC_n \log\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right]$$

Hvor L er lengden på sprekken, ϕ_r er residualfriksjonsvinkel for sprekken, og σ_n er normalspenningen på sprekken.

For skjærfastheten ble den veletablert ikke lineære, empirisk relasjonen anvendt:

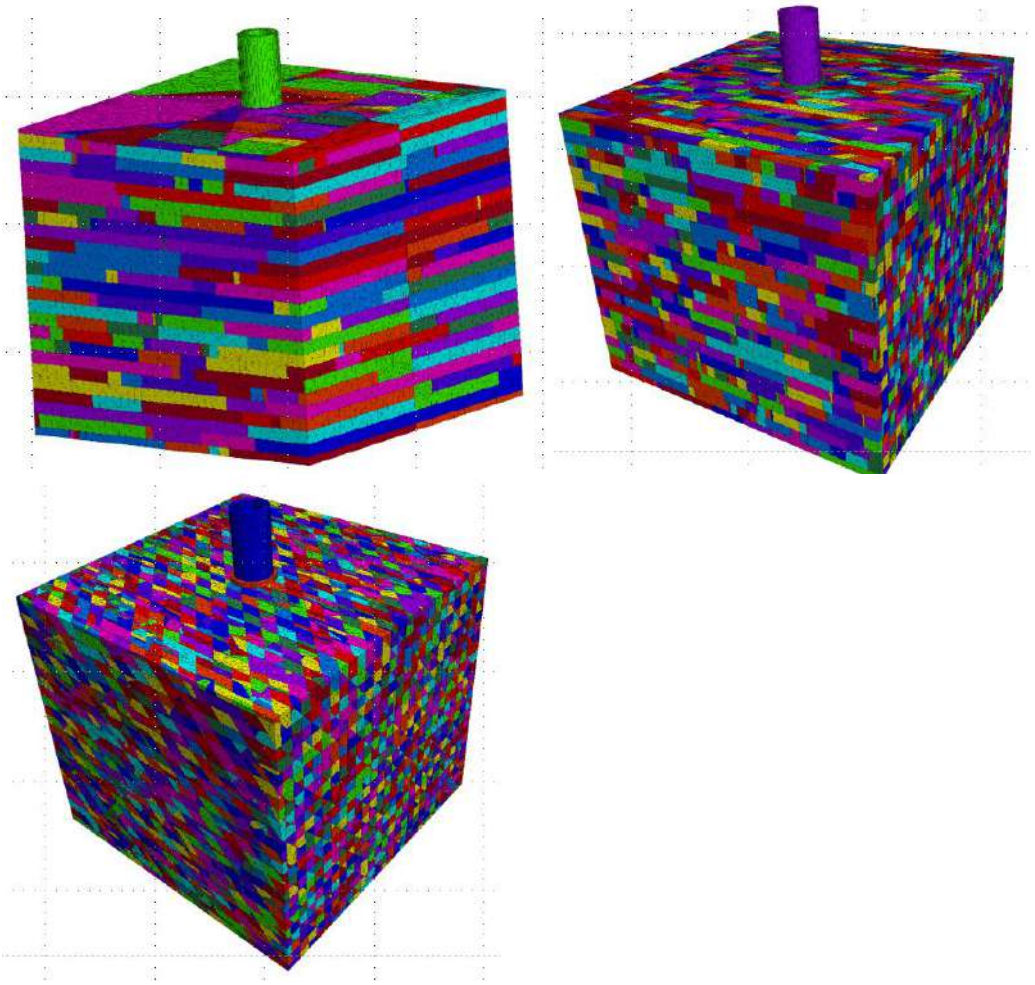
$$\tau_f = \sigma_n \tan(JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \emptyset_r)$$

Initial numeriske modellering

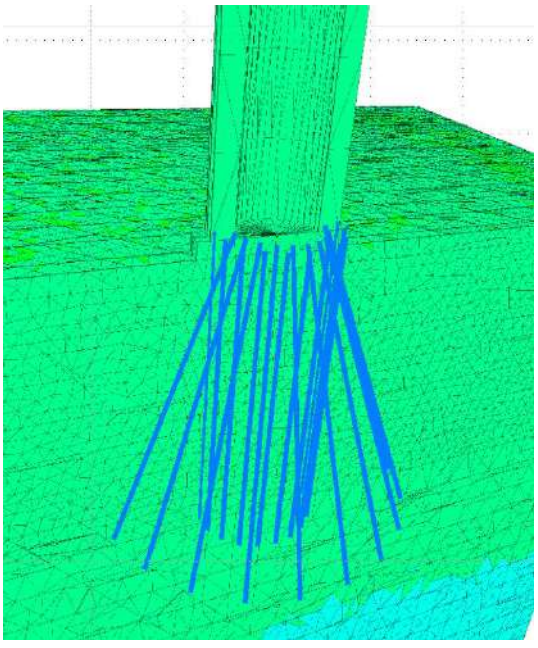
Den numeriske modelleringen ble utført i følgende steg:

1) Modellen med blokker og sprekker i bergmassen blir satt sammen,
2) Modellen blir påført vertikallast fra gravitasjon,
3) Ankerene blir installert og påført låselast, og
4) Moment fra vindbelastning på tårnet blir påført fundamentet.

Figur 11 viser de tre ulike modeller bygd opp av modellmaterialene beskrevet i tabell 3. Modellene er 40 x 40 x 50 m^3 (B x L x H).



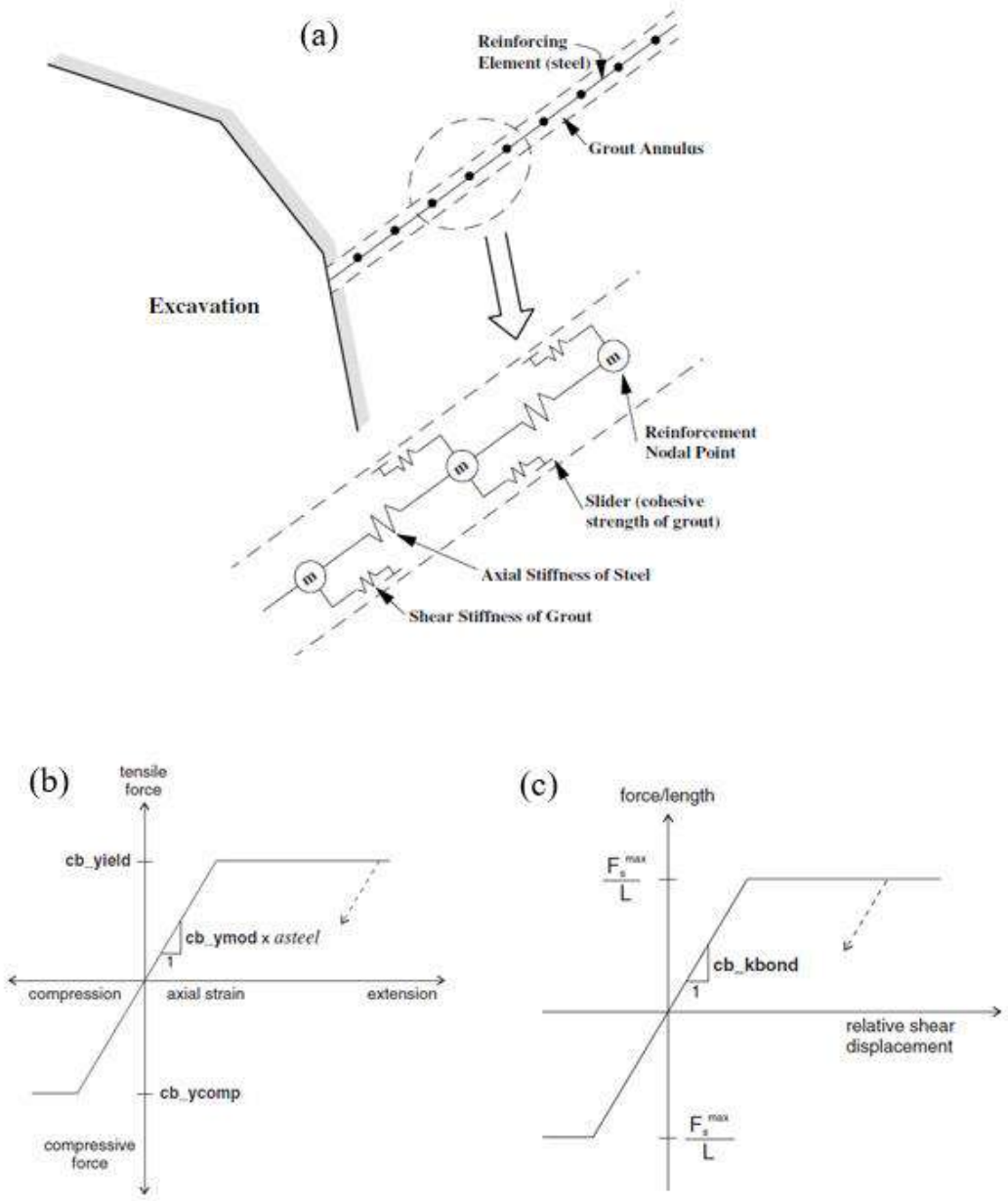
Figur 11 Tre modeller med ulike modellmaterialer som beskrevet i tabell 3.



Figur 12 Vertikalsnitt gjennom modellen med plassering av ankerene foran snittflaten.

Det ble modellert 2 x 20 = 40 ankere hver med 11 m lengde, og en diameter på 56 mm. Forankringslengden er 6,3 m. Den indre rekken av ankere står vertikalt og den ytre rekken har en stupningsvinkel utover på 70˚, jevnfør figur 2.

Ankerene ble modellert som et lineært element som bare kan overføre aksialkraft, se figur 13.



Figur 13 Elementmodell for ankere,
(a) stivhetskomponenter i modellen,
(b) funksjon for last mot forskyvning av ankerstål, og
(c) funksjon for last mot -forskyvning for mørtelinnstøpning (Itasca 2017).

Ankerene er oppspent med en av Peikko forutbestemt låselast som var 1 400 kN (også SLS). Dette gir en samlet vertikal låselast på:

$$\sum P_0 = 1400 \times 20 + 1400 \times 20 \times \sin(70^\circ) = 54311\ kN$$

Horisontalkomponenten av låslasten i de skrå ankerene kansellerer hverandre, derfor ingen horisontalkomponent av låselasten

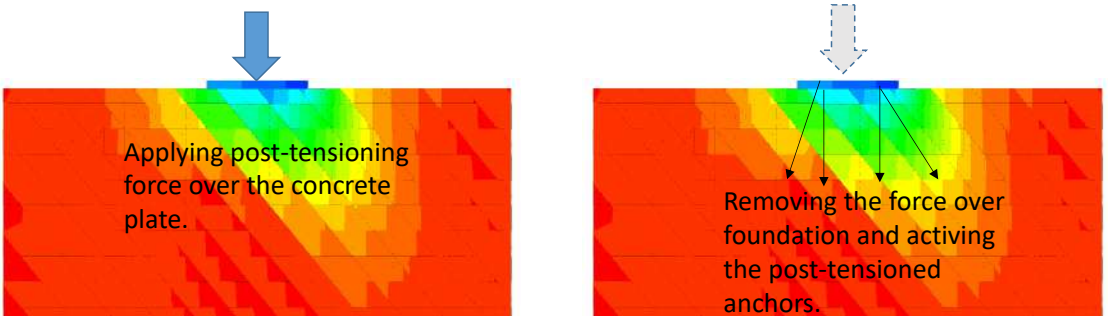
Flytkapasiteten for et anker er:

$$R_y = f_y \frac{\pi}{4} d^2 = 950 \times \frac{\pi}{4} \times 56^2 = 2340 \text{ kN}$$

Summen av flytkapasiteten er:

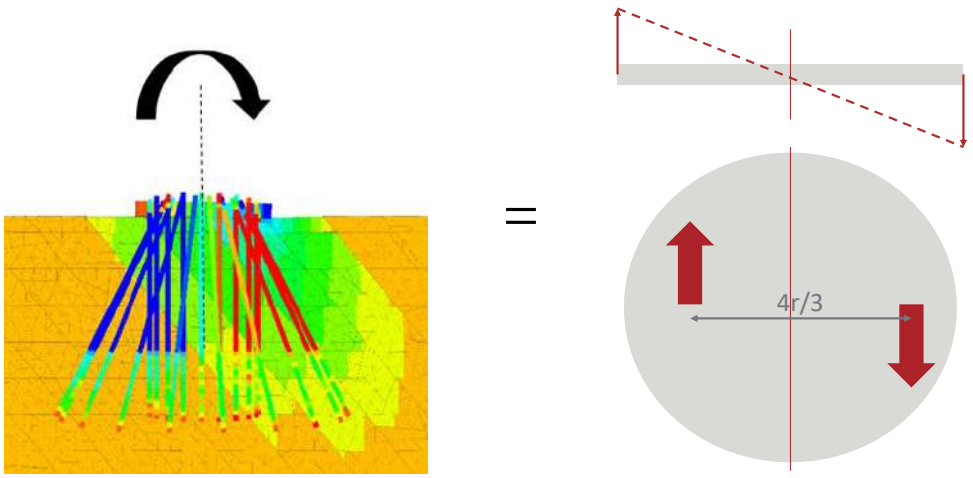
$$\sum R_y = 20 \times 2340 + 20 \times 2340 \times \sin(70^\circ) = 90\,772 \text{ kN}$$

Spennkraften som ankerene påfører adapteren og bergmassen ble modellert som en ytre last som ga deformasjoner på og i bergmassen. Når dette var utført applisertes ankrene i modellen, se figur 14.



Figur 14 Prosedyre for modellering etterspenning av bergmasse og aktivering av etterspenning av ankre (NGI, 2018a).

Deretter ble et ytre moment påført ved hjelp av strekk- og trykkrefter, se figur 15. Pålastningen fra det ytre momentet gir strekkrefter på losiden og trykkrefter på lesiden av adapteren.



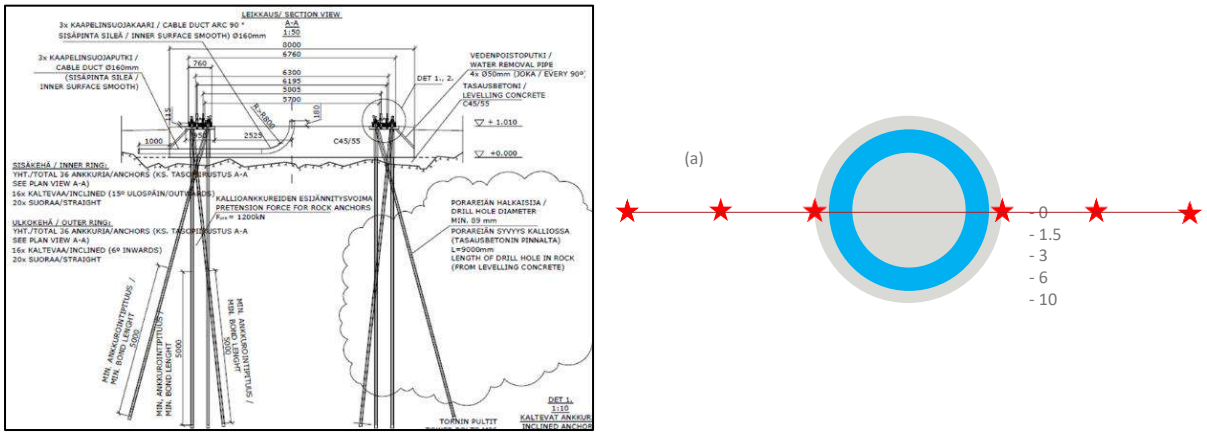
Figur 15 Påføring av eksternt moment fra tårnet på fundamentet. r er radiusen av fundamentet (NGI, 2018a).

Beregningene med de tre modellmaterialene viste at man fikk veldig små forskyvninger med de to beste modellmaterialene, I og II. Det ble derfor bestemt å gå videre bare med modellmateriale III med tre sprekkesett og minst sprekkeavstand.

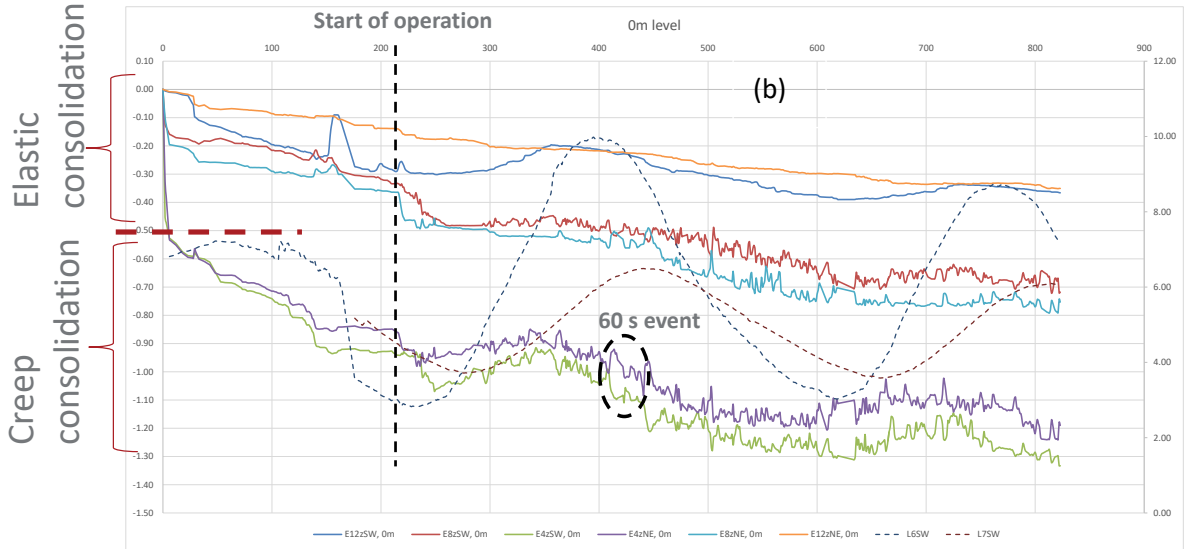
Numerisk modellering – kalibrering mot målinger fra Finland

For noen år siden instrumenterte Peikko en vindturbin i Saarenkyla, Finland. Instrumenteringen bestod av utstyr i tårnet samt ekstensiometre plassert i borehull som vist på figur 16. Totalt var det installert ekstensiometer i seks borehull, diametralt med tre på hver side av fundamentet. I hvert borehull er det fire ekstensometer som målerforskyvning mellom toppen av borehullet og ankere plassert i 1.5, 3.0, 6.0 og 10.0 m dybde. De rapporterte forskyvningen referer til ankeret i 10.0 m dybde, der forskyvningen er antatt lik null.

Eksempel på måleresultat vises i figur 17, hvor målte forskyvninger er vist mot tid. Den første delen av diagrammet viser målingene fra tiden da fundament ble bygget og turbinen installert. Deretter viser diagrammet målinger fra tiden da turbinen var i ordinær drift.



Figur 16 Saarenkyla turbin 5; til venstre: tverrsnitt gjennom fundamentet; til høyre plassering av borehullene (røde stjerner) med ekstensiometre 4, 8 og 12 m ut fra sentrum av tårnet.

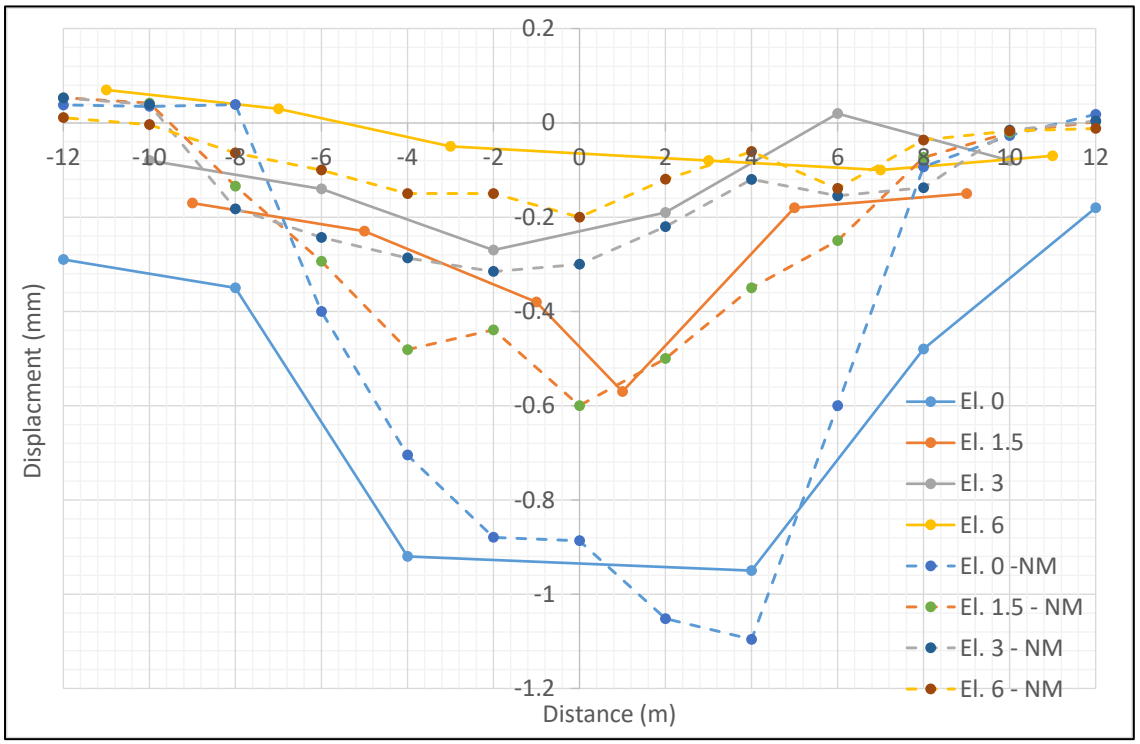


Figur 17 Et eksempel fra målingene. Data av forskyvninger i bergmassen mot tid, i retningen SV og NØ målt i avstand 4, 8 og 12 m fra sentrum av tårnet (Peikko, 2017).

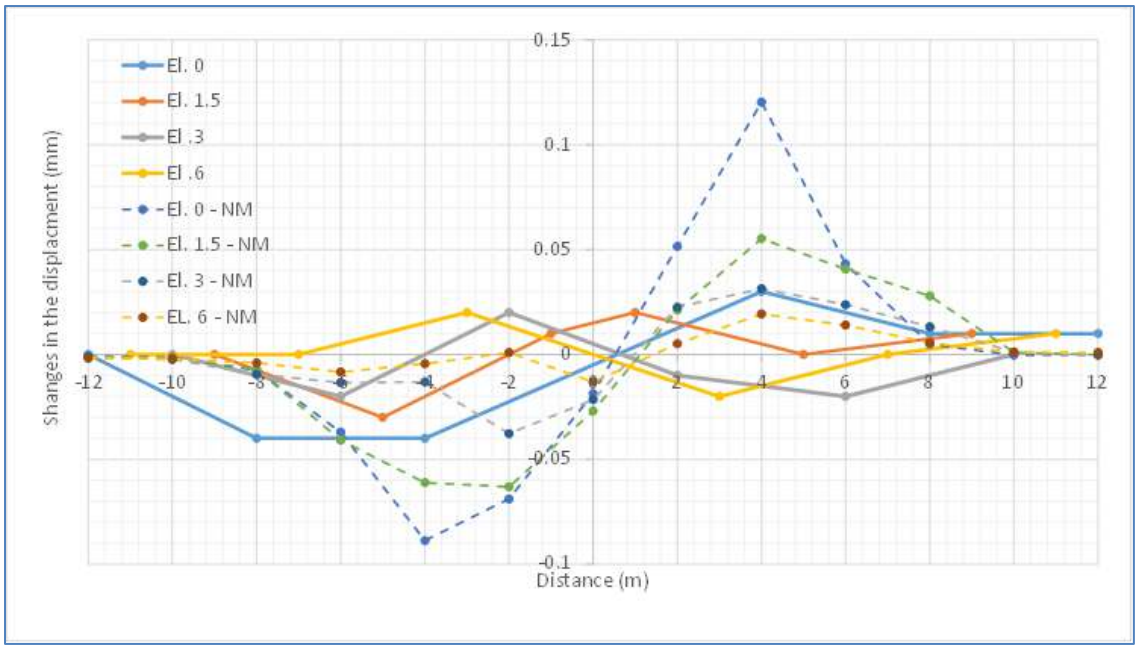
Antall ankere, størrelse, dimensjoner på adapter etc. på vindparken i Saarenkyla avviker noe fra det som er brukt for de andre numeriske beregningene. Målet med kalibreringen var å undersøke om den numeriske modelleringen ga samme forskyvning som det som var målt i

Saarenkyla , dvs. forskyvningene målt med ekstensiometrene. For kalibreringen ble det valgt to måleserier; sammenlagt forskyvninger før drift, og en kort måleserie på 60 s vist i figur 17.

I figur 18 vises en sammenligning av målte forskyvninger med numeriske resultat for den initiale fasen når ankerene spennes opp. Sammenligningen omfatter 24 målepunkter på ulik avstand fra senter av tårn og i ulike dybder. Resultatene fra den numeriske modelleringen viser et mønster som følger det som man hadde målt, dog ikke med akkurat samme verdier.



Figur 18 Sammenligning av feltmålinger og numeriske resultater for den initiale konsolideringen av bergmassen, dvs. når ankerene spennes opp (NGI, 2018b).



Figur 19 Sammenligning av målinger og numeriske resultater fra de 60 s når vindturbinen var i drift, og med 120 MNm i moment (NGI, 2018b).

Det samme mønstret fikk man også når man sammenlignet resultatene for målingene innenfor de definerte 60 s når vindmomentet var 120 MNm. Differansen mellom målt og beregnet forskyvning var litt mindre i forhold til den initiale fasen.

Med disse resultatene ble det vurdert at veien den numeriske modelleringen utføres, vil gi tilforlatelige resultater for videre modellering.

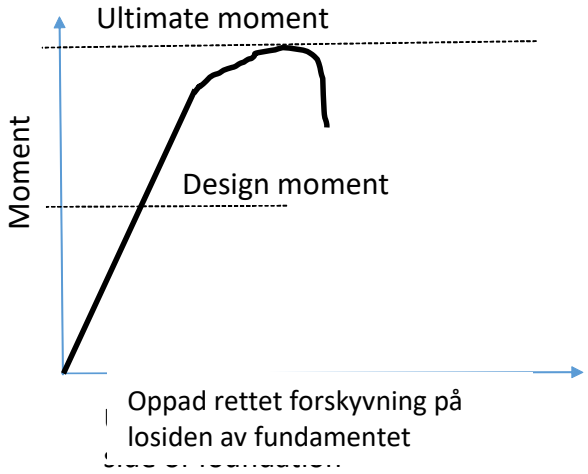
Numerisk modellering – sikkerhet mot velting

Den videre modelleringen, etter at modellen ble kalibrert mot et virkelig tilfelle med målinger, var å se hvilken sikkerhet man har for mot velting ut fra kapasiteten av bergmassen. Dette ble gjort under forutsetningene at ankerstålet og innstøpingsmørtelen har uendelig fasthet. Bergmassen blir dermed det svakeste leddet i konstruksjonen. Sikkerheten mot velting beregnes ved å sammenligne momentkapasiteten av bergmassen med det dimensjonerende momentet fra tårnet på fundamentet:

$$FS_{velting} = \frac{Bergmassens\ maksimal\ momentkapasitet\ (M_{ult})}{Dimensjonerende\ maksimum\ moment\ (M_d)} \quad (9)$$

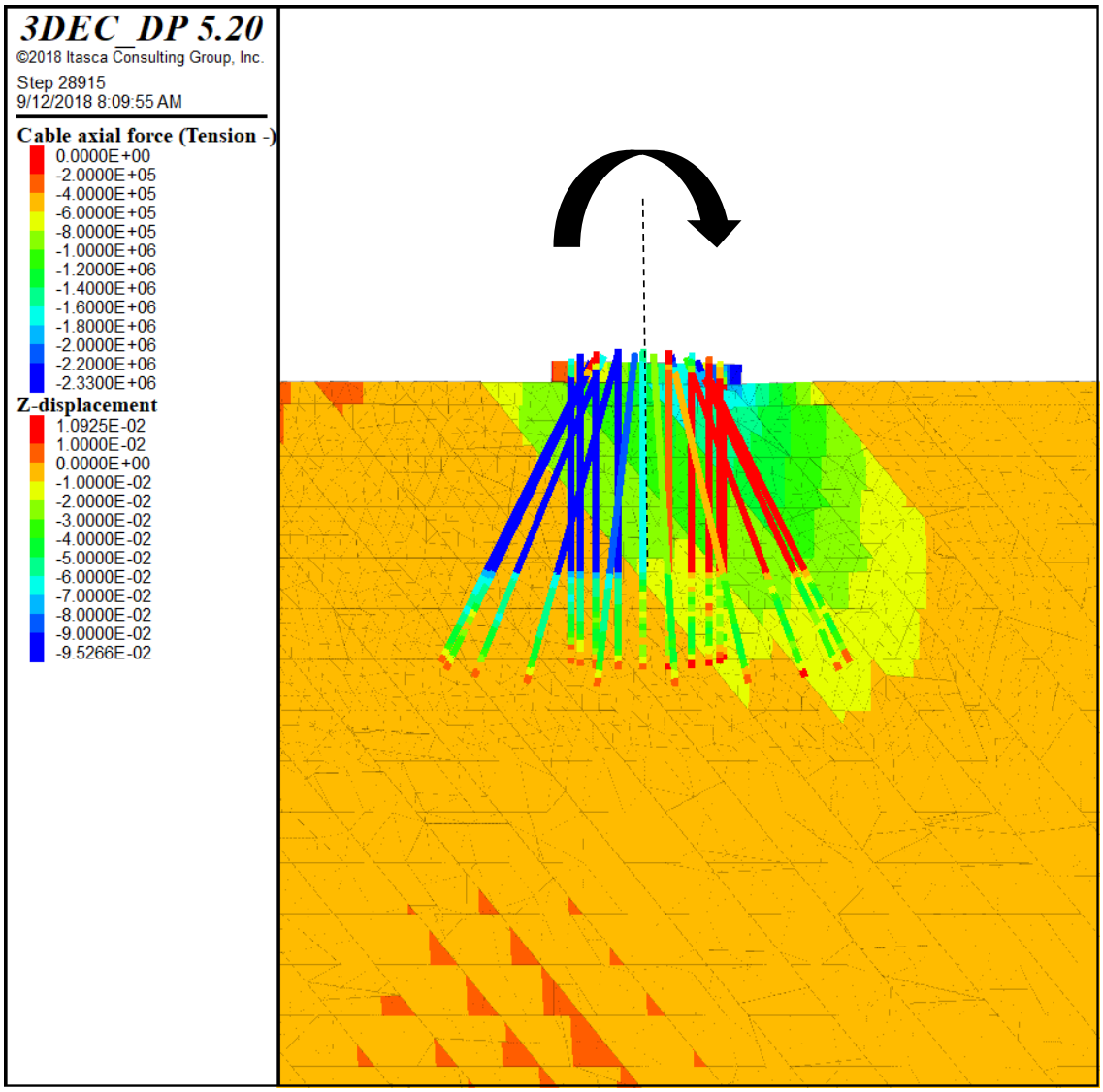
Her er M_{ult} det ultimale momentet hvor bergmassen som omgir ankrene, ikke kan yte mer motstand, det vil si at blokkene begynner å bevege seg oppover, og M_d er dimensjonerende momentet fra vindbelastningen, som i dette tilfellet er 127 MNm gitt av Peikko for det modellerte fundamentet.

På figur 20 er det vist en sammenheng mellom momentkapasiteten til bergmassen, og vertikalforskyvningen i kanten av fundamentet på losiden. Det ultimale momentet er definert som toppverdien på kurven.



Figur 20 Momentkapasitet mot oppad rettet forskyvning på losiden av fundament (NGI, 2018a).

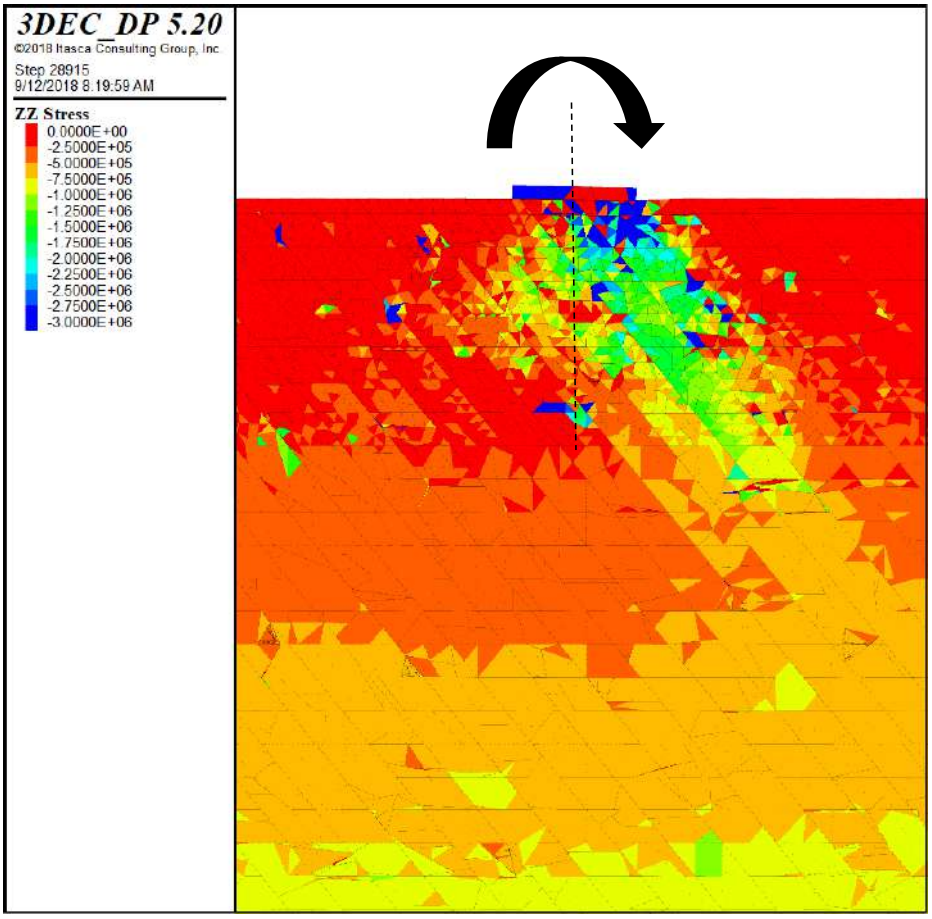
I figur 21 vises de vertikale forskyvingene i bergmassen og ankerkreftene for momentbelastningen i en bruddgrensetilstand, ULS. I denne tilstanden er ankerene først spent opp og bergmassen konsolidert under spennkraften. Deretter er det påført et momentet som tilsvarer en bruddgrensetilstand i vindturbinen. Det gir økte strekk i ankerene på losiden opp mot flytkapasiteten av ankerene. På lesiden er det nær full avlastning av spennkraften i ankerene.



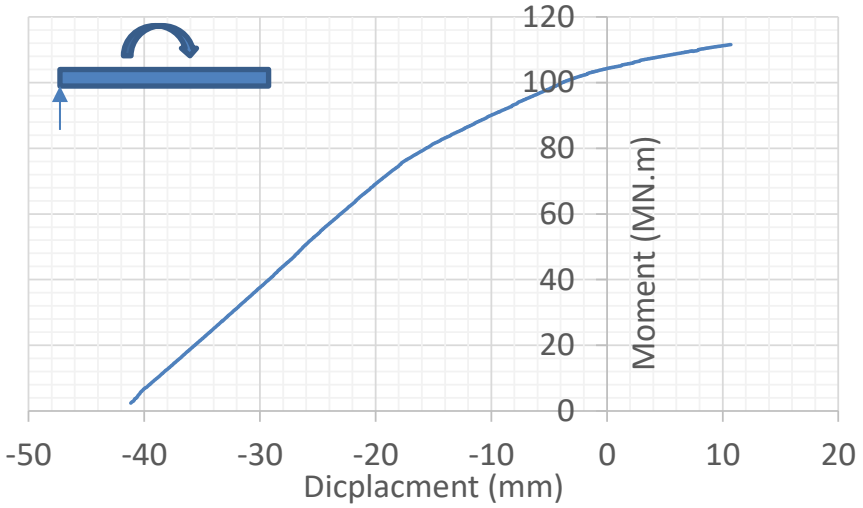
Figur 21 Vertikale forskyvninger i bergmassen i et vertikalsnitt gjennom senter fundament og strekkraft i ankerene med et moment fra tårnet tilsvarende en bruddgrensetilstand, ULS. Enhet for kraft er N (newton). Enhet for forskyvning er m (meter). (NGI, 2018a).

I figur 22 vises de vertikale spenningene i bergmassen under de samme forholden som i figure 21. Til venstre, direkte under fundamentet, nærmer spenningene seg null, mens de er betydelig høyere direkte under fundamentet på høyre siden, opp mot 15 MPa. På Figur 22 for bedre illustrasjon er maksimal spenning begrenset på 3 MPa.

Figur 23 viser vertikalforskyvning under kanten av fundamentet på losiden mot moment fra tårnet. Vertikalforskyvningen på ca. -42 mm er fra oppspenningen av ankerene og uten moment fra tårnet. (Positiv forskyvning er opp.) Med moment på fundamentet avlastes bergmassen under fundamentet på losiden og forskyvningene reduseres.



Figur 22 *Vertikalspenning i bergmassen i et vertikalsnitt gjennom senter fundamentet med et moment fra tårnet tilsvarende en bruddgrensetilstand, ULS. Enhet for spenning er Pa (pascal)(NGI, 2018a).*



Figur 23 *Sammenhengen mellom moment fra tårnet og vertikale forskyvning i bergmassen under kanten av fundamentet på losiden. Resultat for modellmateriale III, tre sprekkesett og liten sprekkeavstand. Fasthet av ankerstålet og innstøpingsmørtelen er dimensjonerende verdier (NGI, 2018a).*

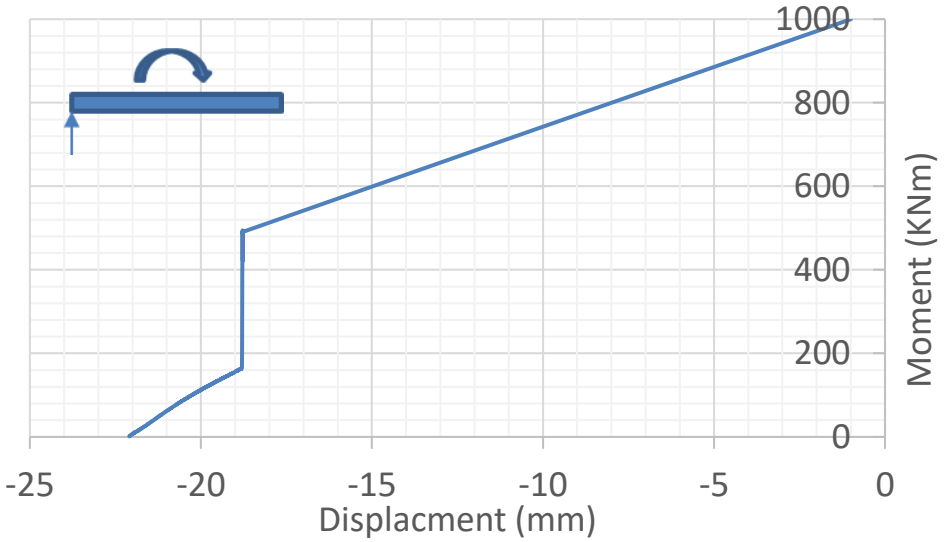
Med et moment fra tårnet på ca. 112 kNm er forskyvningen i bergmassen under kanten av fundamentet på losiden lik null. Det vil si at bergmassen her har løftet seg like mye som den ble trykket sammen under oppspenning av ankerene. I denne tilstand har ankerene på losiden nådd flytkapasiteten. Dette momentet er mindre enn dimensjonerende moment fra vindbelastning på tårnet, 127 MNm.

I den numeriske modelleringen er det valgt å bruke et jevnt fordelt momentdiagram med nøytralaksen gjennom senter av fundamentet. Den virkelige momentfordelingen og nøytralaksens beliggenhet avhenger av om fundamentet betraktes som stivt eller fleksibelt. For små momenter vil en symmetrisk momentfordeling være korrekt, men for store momenter vil nøytralaksen flyttes over mot lesiden. Berggrunnen er stivere enn stivheten av ankerene på losiden. Det gir noe større momentkapasitet enn det modelleringen viser.

Beregninger med kjeglemodellen viser at bergmassen og ankerene kan motstå det dimensjonerende momentet. Den numeriske modelleringen gir en litt annen momentfordeling hvor stålet i noen av de ytre forankringene begynner å flyte, dvs. at modelleringen er på den konservative siden.

Som tidligere beskrevet så var oppgaven å se hvor mye man kan utnytte bergmassens fasthet uavhengig av kapasiteten av ankere. Dette er modellert under forutsetning at ankerstål, innstøpningsmørtel har uendelig fasthet for modellmateriale II og III. Antall ankere og ankerlengde er uendret.

På figur 24 er det vist en tilsvarende modellering som i Figur 23, men med den forskjell at modellmaterialet er type II i stedet for type III, og at ankerstål og innstøpningsmørtel har uendelig fasthet. Den vertikale forskyvningen under oppspenning av ankerene er ca. 22 mm. Det er nesten halvparten av forskyvningen beregnet for modellmateriale III.

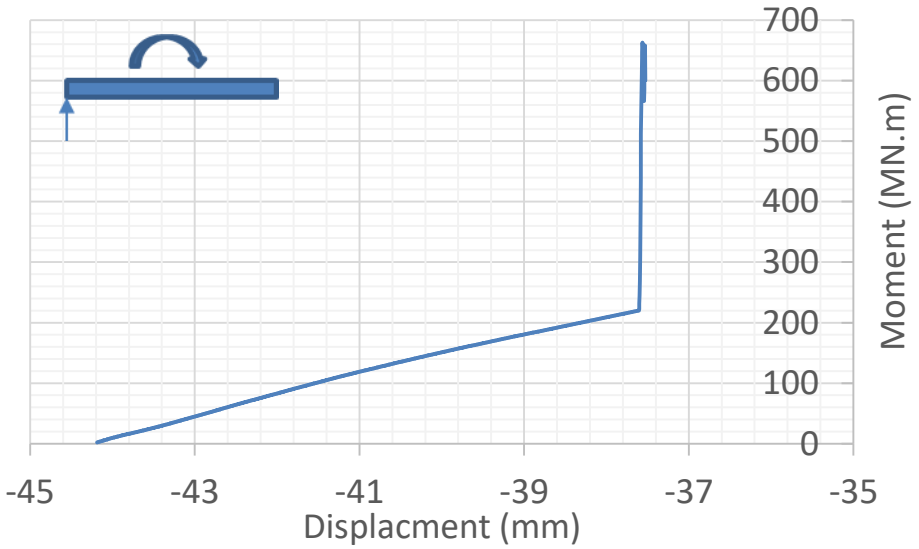


Figur 24 Sammenhengen mellom moment fra tårnet og vertikale forskyvninger i bergmassen på kanten av fundamentet på losiden for modellmateriale II, to sprekkesett og middels sprekkeavstand. Ankerstål og innstøpningsmørtel har uendelig fasthet. (NGI, 2018a).

Diagrammet i figur 24 viser at for påførte momenter mellom 150 kNm og 500 kNm er det nesten ingen økning i forskyvningene på kanten av fundamentet på losiden. Initialt skjer det en omlagring av kreftene mellom bergblokkene. Når momentet overstiger 150 kNm har bergblokkene en blokkering mot ytterligere forskyvninger. Når momentet overstiger 500 kNm begynner bergblokkene å separere og gli innbyrdes, og forskyvningene øker igjen. Først ved et moment på over 1000 kNm har bergmassen løftet seg opp på samme nivå som før oppspenning av ankerene. (Modelleringen ble avsluttet på denne momentbelastningen.) Det ultimale momentet på 1000 kNm gir en sikkerhet mot velting på:

$$FS_{velting} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{1000}{127} = 7.8$$

Diagrammet i figur 25 viser det samme som i figur 24, men for modellmateriale III. Den vertikale forskyvningen under oppspenning av ankerene er ca. 44 mm. Dette resultatet samsvarer godt med det man fikk ved dimensjonerende materialfastheter på ankerstål og innstøpingsmørtel, se figur 23.



Figur 25 Sammenhengen mellom moment fra tårnet og vertikale forskyvninger i bergmassen på kanten av fundamentet på losiden. Resultat for modellering med modellmateriale III, tre sprekkesett og liten sprekkeavstand og uendelig fasthet av ankerstål og innstøpningsmørtel (NGI, 2018a).

Når momentet fra tårnet overstiger ca. 220 kNm, skjer det en blokkering av forskyvningene i bergmassen, på samme måte som for modellen med modellmateriale II. For videre økning av momentet øker forskyvningene minimalt. Den numeriske modelleringen ble stoppet når momentet nådde ca. 660 kNm.) Det ultimale momentet gir en sikkerhet mot velting på:

$$FS_{velting} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{660}{127} = 5.1$$

Den numeriske modelleringen viser at bergmassen alene har betydelig større kapasitet mot velting enn det dimensjonerende momentet fra vindbelastningen. Det er kapasiteten til ankerene og ikke bergmassen som bestemmer momentkapasiteten til modellfundamentet.

Det er heller ikke samsvar mellom den momentkapasiteten som er beregnet ved kjeglemodellen og 3DEC-modellene.

REFERANSER

Contech Engineered Solutions
http://www.conteches.com/Markets/Wind-Turbine-Foundations/Anchor-Deep-Foundation
cited November 1th 2017

Peikko Group
https://www.peikko.com/products/wind-turbine-foundation-system/rock-foundations/
cited November 1th 2017

International Electrotechnical Commission, IEC (2010)
IEC 61400-1 Wind turbines – Part 1: Design requirements

International Electrotechnical Commission, IEC (2010)
IEC 61400-1 Wind turbines – Part 1: Design requirements

DNV GL (2016)
Loads and site conditions for wind turbines, DNVGL-ST-0437, Edition November 2016

DNV GL (2016)
Support structures for wind turbines, DNVGL-ST-0126, Edition April 2016

ASCE/AWEA (2011)
Recommended Practice for Large Onshore Wind Turbine Support Structures.
Large Wind Turbine Compliance Guideline Committee, Committee draft dated 22.05.2011

Standard Norge (2016a)
Eurocode: Basis of structural design. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Standard Norge (2016b)
Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules
NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016

Statens Vegvesen (2014)
Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (in Norwegian only)

Peikko (2017)
Intern kommunikasjon.

Brown, E. T. (2015)
Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - A review
Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 7 (2015) 1-13

Duncan C. Wyllie (1999)
Foundations on Rock: Engineering Practice, Second Edition.

Hassanzadeh, M. (2012)
Cracks in onshore wind power foundations; Causes and consequences
Elforsk AB, rapport 11:56, 68 p.

NGI (2017)
Wind Turbine Foundations on Rock. Design of wind turbine foundations on rocks – State of the art. Doc. No. 20170382-01-R, Rev. no. 0 / 2017-12-15.

NGI (2018a)
Rock anchored foundations for wind turbines. Numerical Investigating failure mechanism and moment capacity of anchored foundations in rocks. Doc. No. 20170382-02-R, Rev. no. 0 / 2018-06-28.

NGI (2018b)
Verification of the numerical model with the field measurements, case study: Turbine 5 Saarenkyla. Doc. No. 20170382-01-TN, Rev. no. 0 / 2018-06-22.

Pabst, T., et. Al. (2015)
3D-Modellering av vindturbinfundament og-forankring.
Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 2015.

Parker, P.I. (1958)
The raising of dams with particular reference to the use of stressed cables
Proceedings 6th Congress of large dams, Vol. 1, Q.20, R44, New York

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

GEOFYSISK KARTLEGGING AV SVART LEIRSKIFER I OSLOFELTET

Geophysical mapping of black shales in the Oslo Graben

Isiris H. Haugen og Jürgen Scheibz

SAMMENDRAG

Store og til tider uforutsette kostnader er forbundet med svart leirskifer. Under bestemte forhold er denne typen skifer ugunstig for både miljø og konstruksjoner. Høy kvalitet på for-undersøkelser gir bedre forutsetninger for å imøtekomme utfordringene knyttet til denne skifertypen, både når det kommer til utforming av deponi og for å begrense eller unngå skade på konstruksjoner.

De få geofysiske studiene som er gjort viser at den kombinerte metoden ERT-IP (elektrisk resistivitetstomografi og indusert polarisasjon), hvor man måler grunnens elektriske ledningsevne sammen med evne til å holde på ladning, er en velegnet metode for å detektere sulfidholdig skifer. Sensitiviteten er god nok til å kunne registrere tilstedeværelsen av sulfidholdige skiferkonsentrasjoner ned mot 10 %.

SUMMARY

The presence of black shale, e.g. Alum shale, can lead to large and unexpected expenses. In the right conditions this shale represents a potential hazard to environment and constructions. Good quality in the early phase is beneficial to better estimate the cost and requirements in terms of deposition. Knowledge of the distribution is also beneficial to reduce or avoid negative impact on constructions.

Geophysical field studies on black shale detection are sparse but shows that the combination of direct current resistivity and time domain induced polarization in a DCIP measurement can detect black shale in the subsurface. Further, the sensitivity is good enough to detect chargeability in a matrix with a maximum of 10 % black shale.

INNLEDNING

Svart leirskifer, herunder Alunskifer, finnes flere steder på Østlandet, da disse er en del av den kambrosilurske stratigrafien i Oslofeltet. Oslofeltet strekker seg fra Langesund i sør til Brumunddal i nord, og ble dannet over en periode på 70 millioner år (310-240 Ma). Denne riftdannelsen førte til at overliggende bergarter fra kambo-silur (541-419 Ma) sank ned og ble beskyttet mot erosjon (Larsen et al. 2013). Svart leirskifer kjennetegnes av høyt innhold av organisk materiale, noe som skyldes dannelsesforholdene på havbunnen i til tider svært oksygenfattige forhold. Videre inneholder denne bergarten en stor andel sulfidmineraler, noe som fører til produksjon av svovelsyre (H_2SO_4) i kontakt med luft og vann. Sulfidinnholdet, som kan være opptil 7 %, er den største enkeltfaktoren i denne leirskifertypen som har en innvirkning på geotekniske problemstillinger. Nedenfor følger den kjemiske reaksjonen for sulfidmineralet pyritt (FeS_2).

$$4FeS_2\,(s) + 14O_2\,(g) + 4H_2O\,(l) \rightarrow 4Fe^{2+}\,(aq) + 8SO_4^{2-}\,(aq) + 8H^+ \qquad (1)$$

Svovelsyre er ugunstig fordi det bidrar til utskillelse av tungmetaller, noe som kan påvirke jord og grunnvann. Videre fører svovelsyre til svelling og trykk mot konstruksjoner når det reagerer med kalsiummineralene i betong. I tillegg svekker syren stålkomponenter ved etsing (Belzile et al. 2004; Falk et al. 2006; Nakrem og Worsley 2013).

Endelig risiko knyttet til tilstedeværelsen av svart leirskifer avhenger av ytre faktorer som tilgang på fukt og oksygen sammen med den kjemiske sammensetningen i selve leirskiferen, blant annet forholdet mellom syredannende potensial fra sulfid og syrenøytraliserende potensial fra karbonat.

Studier utført av Loke (2010) og Telford (1990) viser at sulfider og metalliske mineraler som pyritt holder på elektrisk ladning når de utsettes for et elektrisk felt. Dette tilsier at den geofysiske metoden ERT-IP (elektrisk resistivitetstomografi og indusert polarisasjon) er godt egnet for å avdekke sulfidholdig materiale som svart leirskifer.

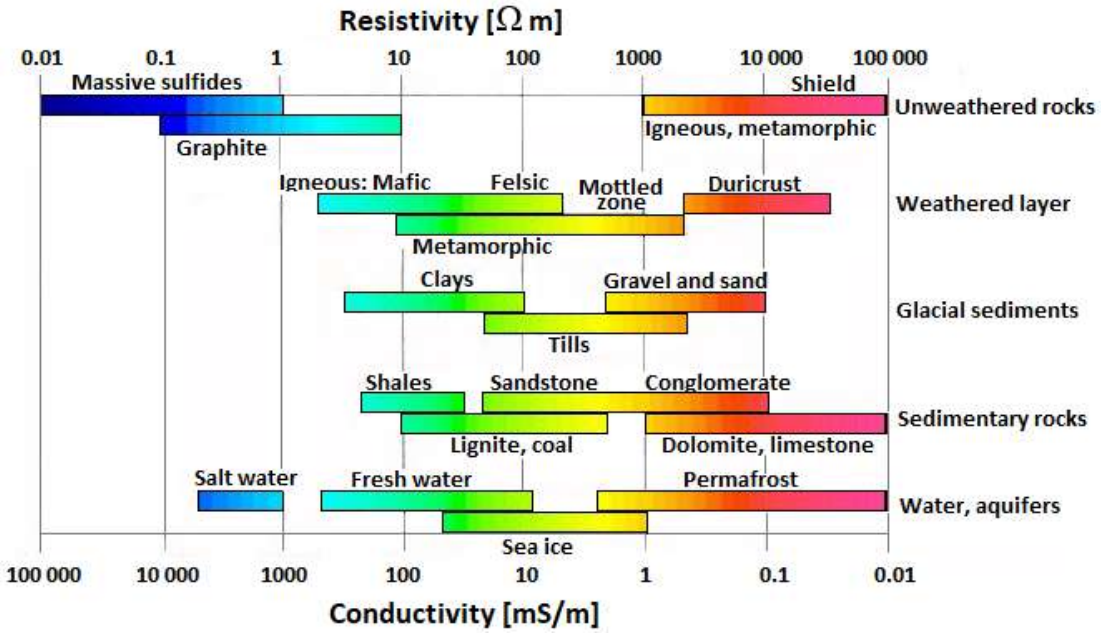
ERT-IP

Den geofysiske metoden ERT-IP bruker elektrisk strøm for å se på grunnens ledningsevne sammen med dets evne til å holde på ladning. Dette gjøres ved at strøm induseres gjennom to metallelektroder og potensialet leses av via to andre elektroder. En systematisk og gjentakende sekvens, hvor strøm tilføres og opphører med jevne intervaller samtidig som forskjellige elektroder er involvert, gir en sammenhengende datadekning av undergrunnen.

Resistivitet

Den fysiske parameteren som måles med ERT er resistivitet. Resistivitet er materialets evne til å hindre strømgjennomgang og måles i Ohm-meter [Ωm]. Prinsippet er at nevnte metode, hvor potensialet leses av under strømgjennomgang, viser den teoretiske verdien (for et homogent half-space) som danner grunnlaget for senere beregninger.

Resistiviteten til et geologisk materiale bestemmes av porøsitet, permeabilitet, temperatur, fluidsammensetning og metning, og til en viss grad mineralogi. Metaller og sulfidmineraler tillater en effektiv flyt av elektroner, noe som gjør de til gode ledere. Leire er et annet materiale som også har lav resistivitet grunnet sitt høye innhold av ioner. I den andre enden finnes kompakt berg, der den høye resistiviteten skyldes at mesteparten av strømgjennomgangen foregår i fluidet snarere enn i den faste komponenten. I disse tilfellene bestemmes resistiviteten i stor grad av de faktorene som har en direkte innvirkning på fluidet, slik som for eksempel porøsitet. Resistiviteten til fluider er direkte knyttet til mengden frie ioner, blant annet fra salt. Figur 1 viser typiske resistivitetsverdier for ulike geologiske materialer.



Figur 1: Typiske resistivitetsverdier funnet i naturlige materialer. Verdiene spenner fra lite resistive malmmineraler til isolerende materialer slik som glimmer (figur modifisert fra Palacky 1988).

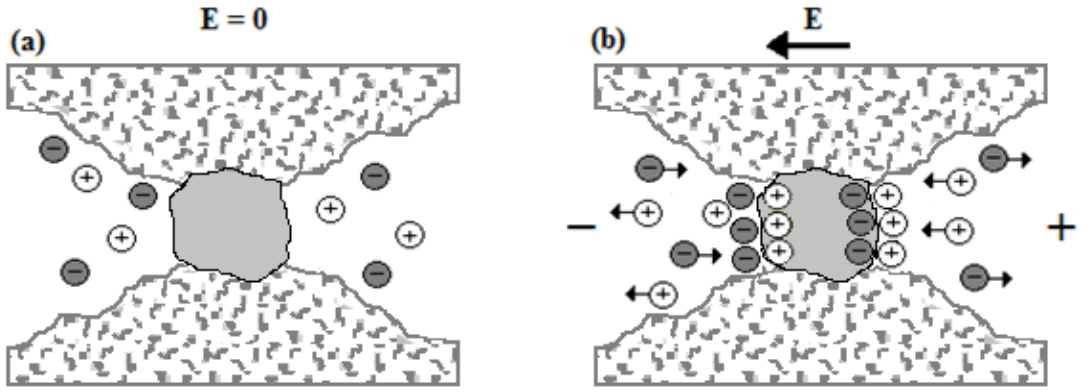
Resistivitetsverdiene fra Figur 1 inkluderer massive sulfider med resistivitetsverdier ned mot 0.01 Ωm til høy-resistive materialer med verdier opp mot 100 000 Ωm.

Ladbarhet

Indusert polarisasjon (IP) viser til materialets evne til å holde på ladning. Det måles i [mV/V] og viser til ratio av potensialet umiddelbart etter opphør av strøm til det primære potensialet. Enheten reflekterer det faktum at indusert polarisering i et system inntreffer i overgangen der strøm påføres eller opphører.

I et ikke-ladbart materiale vil den elektriske spenningen umiddelbart følge potensialet til strømmen, slik at det er null når strømmen slås av samtidig som den oppnår sin maksimumsverdi umiddelbart etter strømpåføring. Dersom materialet er ladbart vil det være en treghet i systemet hvor det er en gradvis endring i potensial i overgangen der strøm påføres eller opphører. Denne responsen er en direkte konsekvens av polariseringsmekanismer på molekylnivå. Selv om den elektriske energien lagres på flere måter, inkludert mekanisk og

elektrisk, så har laboratorieundersøkelser vist at den kjemiske energien dominerer. Den kjemiske formen for energilagring skyldes endringer i ionemobiliteten (Telford et al. 1990). Det finnes flere former for kjemisk energilagring, men elektrodepolarisering, hvor metalliske mineraler hindrer jevn strømflyt, antas å være det dominerende bidraget til ladbarhet i svart leirskifer. Figur 2 viser hvordan et metallisk mineral påvirker strømflyt og oppladning i et materiale som utsettes for et elektrisk felt.



Figur 2: Illustrasjon som viser elektrodepolarisering i elektrolytisk porerom. Det metalliske mineralet blokkerer porerommet i bergarten og bidrar til oppbygging av ladning under påføring av elektrisk strøm. I (a) er strømmen avslått og ionene i det elektrolytiske fluidet flyter fritt. I (b) blir strøm indusert, noe som fører til at det metalliske mineralet blir polarisert og ladning bygges opp.

Ladbarheten til geologiske materialer avhenger av faktorer på mikroskala, gjerne i overgangen mellom fluid og kornoverflate. Mengde metaller, leire og skifrighet, sammen med fluidinnhold og ionekonsentrasjon, er alle faktorer som påvirker ladbarhet. Det er vanskelig å gi en presis beskrivelse av geologiske materialer basert på ladbarhet alene, men Loke (2010) og Telford (1990) sine studier på geologiske materialer og mineraler viser forholdet. Her fremgår det at mineralisert berg med sulfider gir en IP-effekt som er betydelig større enn for eksempel sandstein og ikke-sulfidholdig skifer. Videre viser studier av et knippe mineraler at IP-effekten er størst for pyritt.

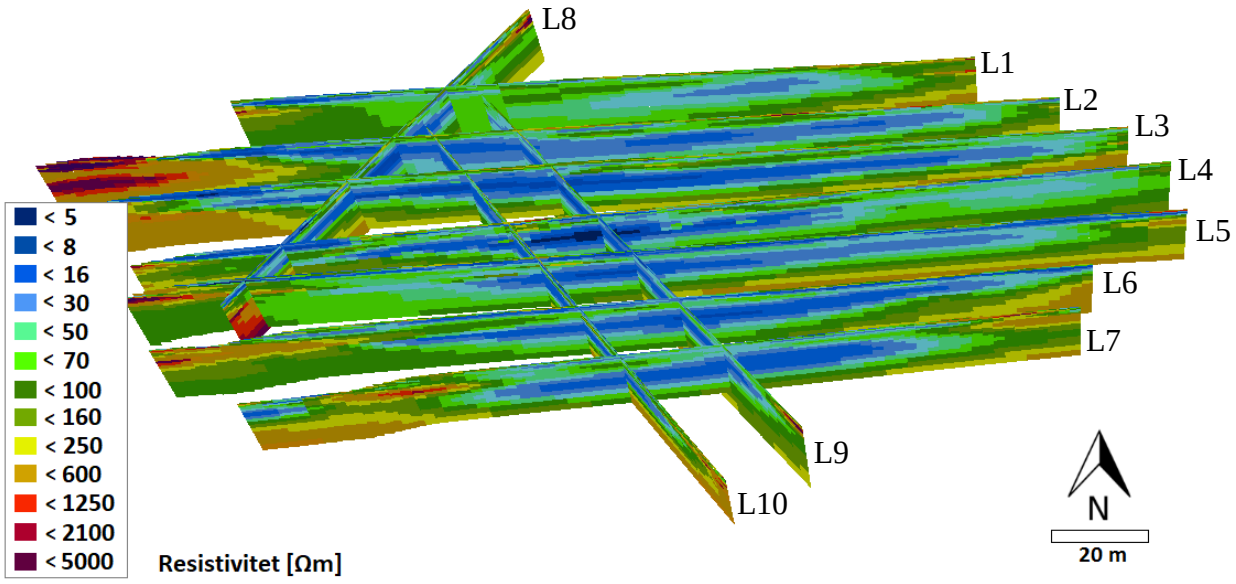
METODE OG RESULTATER

Det presenterte prosjektet viser undersøkelser med den geofysiske metoden ERT-IP som ble utført på et område i Oslofeltet for å finne plasseringen til svarte leirskifermasser blant leire og annet finkornet materiale. De svarte leirskifermassene er en sammensetning bestående av forvitret materiale fra Alun- og Galgebergformasjonen.

Det ble foretatt målinger langs ti linjer for å dekke et område på 35 000 m^2. Innsamlet data ble prosessert og invertert med Aarhus GeoSoftware (Auken et al. 2014). Basert på geofysisk tolkning ble lokasjonen til ti borehull bestemt med den hensikt å verifisere geofysisk metode, anslå prosentandel av svart leirskiferskifer og foreta kjemisk analyse av materialet.

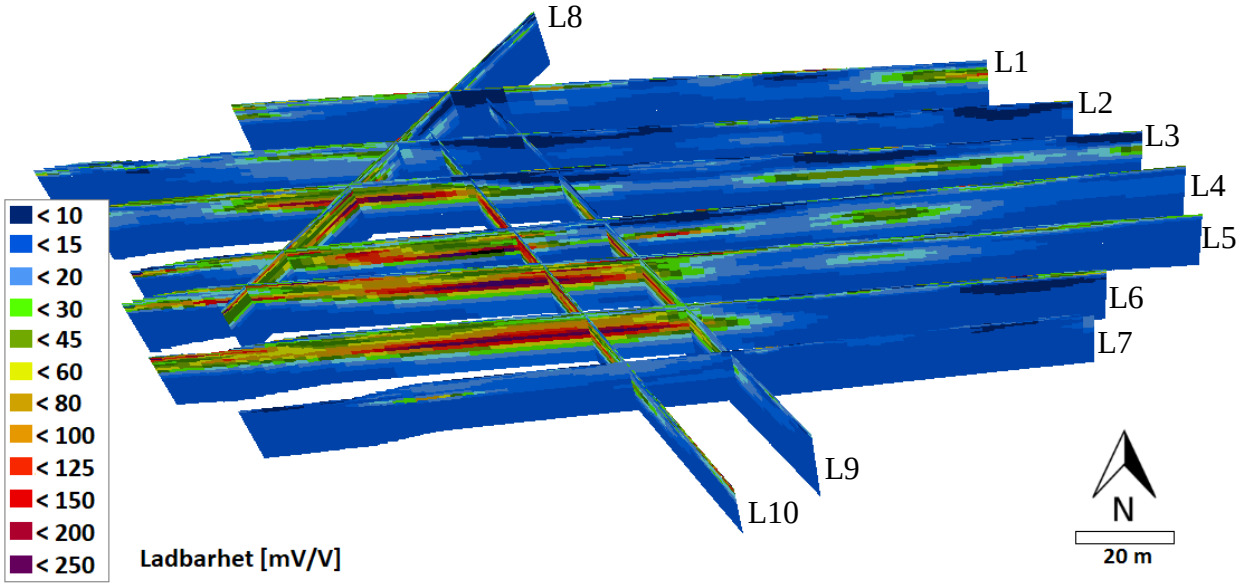
Resultatene fra de geofysiske undersøkelsene er presentert i påfølgende figurer. Figur 3 viser resistivitetsfordelingen i grunnen, der høy resistivitet er lokalisert i vestlig ende, med verdier

på mellom 600 – 5000 Ωm, mens resistivitetsverdier under 70 Ωm dominerer i øvrig område. De høye verdiene antas å komme fra grovt materiale og armert betong, mens de lave verdiene avgrenser interesseområdet. Det er i dette tilfellet ikke mulig å skille mellom svart leirskifer og omkringliggende materiale basert på resistivitet alene da denne er overlappende.



Figur 3: Resistivitet for samtlige undersøkelseslinjer. De blå og lysegrønne områdene viser mulig plassering til den svarte leirskiferen.

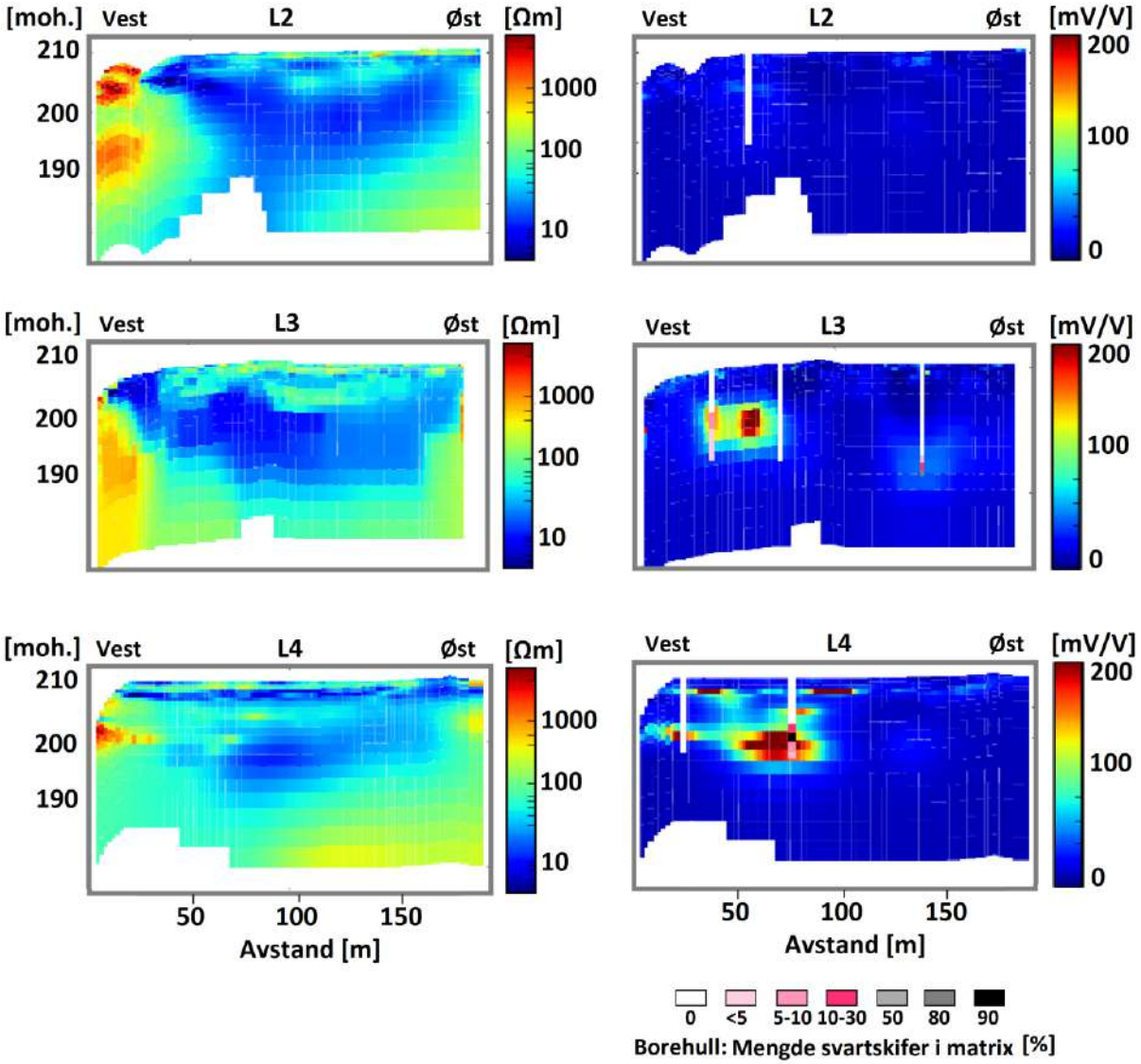
IP vil plukke opp signalet fra de ladbare partiklene i den svarte leirskiferen og på denne måten gi ytterligere informasjon om plasseringen til denne. Figur 4 viser ladbarhetsfordelingen, der blå områder viser ingen til liten oppladning, mens ladbarheten øker er merkbar i de øvrige områdene, med verdier på mellom 40-250 mV/V.



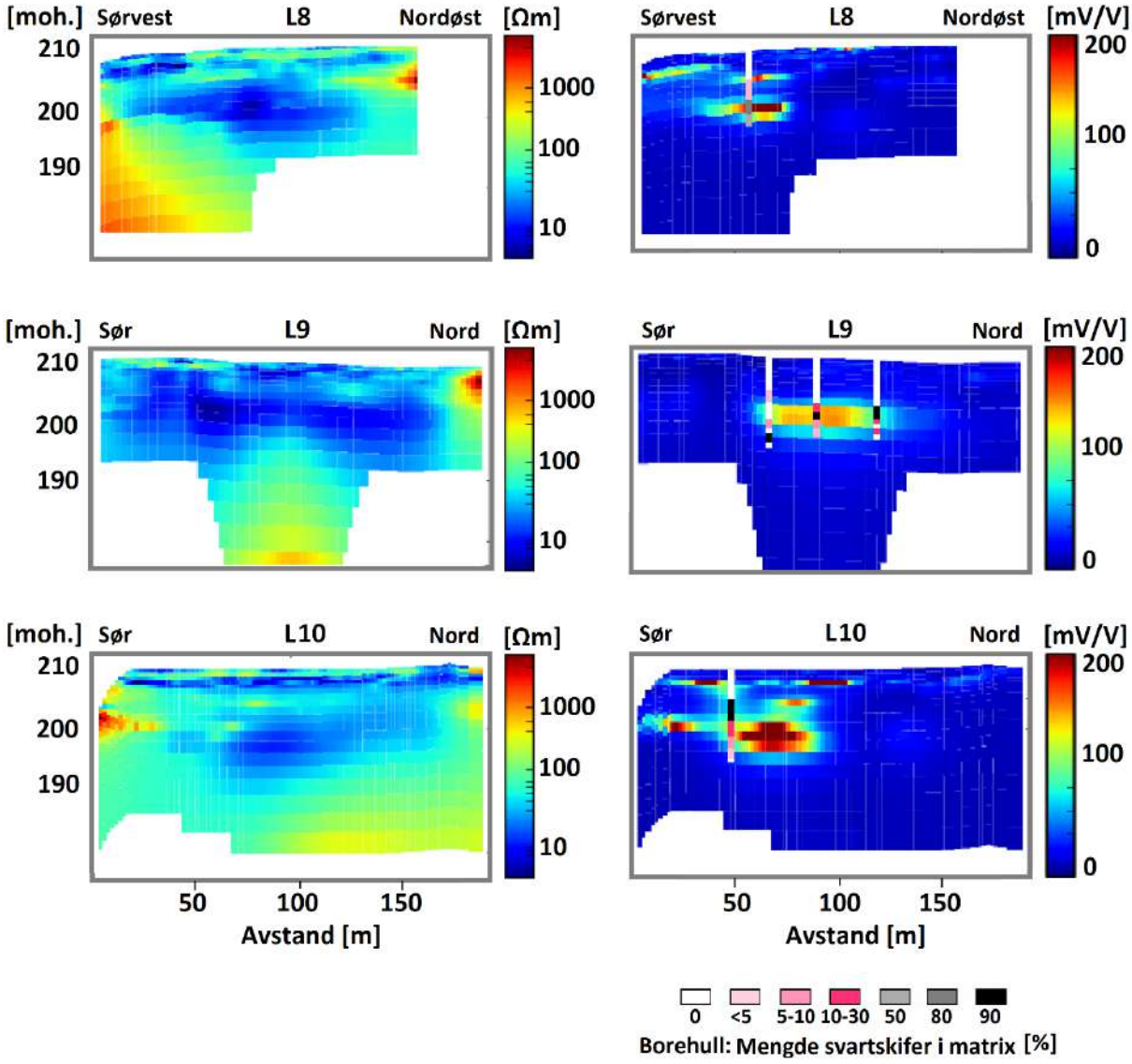
Figur 4: Ladbarhet for samtlige undersøkelseslinjer. Anomaliene viser plasseringen til blant annet svart leirskifer.

En helhetlig tolkning, der en ser på kombinasjonen av lav resistivitet og høy ladbarhet, avdekker plasseringen til den svarte leirskiferen. Denne er tolket til å være i to områder – et større område i vestlige ende og et mindre i øst. Merk at IP-modellen også registrerer ladbart materiale i østlige ende på linje L1 og vestlige ende på linjene L4-L6, dette er imidlertid ikke svart leirskifer da tilhørende resistivitetsverdier er høye. Avvikene i endende forklares med feltobservasjonene av armert betong ved disse lokasjonene.

Ti borehull ble plassert basert på geofysisk tolkning. Nedenfor vises resultatene for de linjene med borehullsinformasjon. Venstre kolonne viser resistivitet, mens høyre kolonne inneholder informasjon om tilhørende ladbarhet sammen med borehull.



Figur 5: Resultat for undersøkelseslinjene L2, L3 og L4. Resistivitet er vist i venstre kolonne, mens høyre kolonne viser ladbarhet. Informasjon fra borehull er vist sammen med modellene for ladbarhet.



Figur 6: Resultat for undersøkelseslinjene L8, L9 og L10. Resistivitet er vist i venstre kolonne, mens høyre kolonne viser ladbarhet. Informasjon fra borehull er vist sammen med modellene for ladbarhet.

En helhetlig vurdering basert på kombinasjonen av lav resistivitet og høy ladbarhet viser hvor den svarte leirskiferen befinner seg, noe som stemmer overens med borehullsinformasjonen. Svart leirskifer ble ikke funnet i totalt tre borehull for undersøkelseslinjene L2, L3 og L4 (Figur 5 ogFigur 6). Ved borehullet på L2 er resistiviteten lav og ladbarhet fraværende, for L3 er resistiviteten lav og borehullet er plassert i yttergrensen til ladbarhetsanomalien. Borehullet med manglende svartskifer i L4 er plassert over en ladbarhetsanomali, men høy resistivitet utelukker at ladbarheten skyldes svart leirskifer. Øvrige borehull viser at svartskifermengden i matriks varierer innenfor samme borehull, med verdier fra 5-20 % og opptil 90 %. Innhold av svart leirskifer var forventet i samtlige prøver da disse ble plassert på områder med lav resistivitet og høy ladbarhet. To borehull skiller seg ut. Disse er plassert i hver sin ende av undersøkelseslinjen L3. I vest viser borehull at mengden svart leirskifer ikke er større enn 10 %, men at denne likevel viser en ladbarhetsanomali. Videre viser borehullet i østlige ende at det finnes én meter med 80 % svart leirskifer ved sytten meters dybde. Ladbarhetsanomalien er

riktignok ikke like stor her som i øvrige lokaliteter, noe som kan tenkes å være en kombinasjon av redusert følsomhet i dybden og at det ble funnet isolasjonsmateriale til bruk i bygninger.

KONKLUSJON

Den geofysiske undersøkelsesmetoden ERT-IP er godt egnet for å kartlegge områder med svart leirskifer, der den kjennetegnes av lav resistivitet og høy ladbarhet. Resistivitet avhenger av flere faktorer, og det er således forventet at denne er noe høyere i dette presenterte tilfellet hvor svart leirskifer er blandet med leire og annet grovkornet materiale enn hva den er for en in-situ lagrekke. I dette tilfellet var resistivitet så høyt som 70 Ωm, men med betydelige områder hvor denne var 10 Ωm. IP-signalet er lite og påvirkes av støy i større grad enn resistivitet. Endelige verdier for ladbarhet er derfor avhengig av undersøkelsesparametere, støyfiltrering og inversjonsalgoritme. Endelig resultat ligger i området 40-200 mV/V.

En kjemisk analyse er nødvendig for å klassifisere og anslå skadepotensiale, men geofysiske undersøkelser kan være uunnværlige i en innledende fase da disse registrerer tilstedeværelsen til svart leirskifer, og gir en sammenhengende to- eller tredimensjonal undergrunnsmodell som kan brukes sammen med miljøgeologisk informasjon for en enda bedre forståelse.

ETTERORD

Prosjektet ble utført ved Norges geotekniske institutt (NGI) og er beskrevet i en masteroppgave (Haugen 2017). Takk til Feiring Bruk AS for tillatelse til å publisere.

REFERANSER

Auken, E., Christiansen, A. V., Kirkegaard, C., Fiandaca, G., Schamper, C., Behroozmand, A. A., Binley,A., Nielsen, E., Effersø, F., Christensen, N. B., Sørensen, K., Foged, N. & Vignoli, G., 2014. An overview of a highly versatile forward and stable inverse algorithm for airborne, ground-based and boreholde electromagnetic and electric data. *Exploration Geophysics*, **46(3)**, 223-235.

Belzile, N., Chen, Y-W., Cai, M-F. & Li, Y., 2004. A review on pyrrhotite oxidation. *Journal of Geochemical Exploration, **84**, 65-76.*

Falk, H., Lavergren, U. & Bergbäck, B., 2006. Metal mobility in alum shale from Öland, Sweden. *Journal of Geochemical Exploration,* **90**, 157-165.

Haugen, I. H., 2017. *Application of Spectral Time-Domain Induced Polarization in Engineering Geophysics. A study on black shale in the Oslo Graben* (masteroppgave). Geologisk institutt, Universitetet i Oslo.

Larsen, B.T., Olaussen, S., Sundvoll, B. & Heeremans, M., 2013. Vulkaner, forkastninger og ørkenklima. Osloriften og Nordsjøen i karbon og perm, 359-252 millioner år. In Ramberg, I.B., Bryhni, I., Nøttvetdt, A. & Rangnes, K. (Ed.), *Landet blir til. Norges geologi* (pp. 288-331). Trondheim: Norsk geologisk forening.

Loke, M. H., 2010. Tutorial: 2-D and 3-D electrical imaging surveys.
URL: http://geotomosoft.com

Nakrem, H.A. & Worsley, D., 2013. Havet oversvømmer landet. Kambrium, Ordovicium og Silur – Et yrende liv i havet; 541-419 millioner år. In Ramberg, I.B., Bryhni, I., Nøttvetdt, A. & Rangnes, K. (Ed.), *Landet blir til. Norges geologi* (pp. 148-179). Trondheim: Norsk geologisk forening.

Palacky, G.J., 1988. Resistivity characteristics of Geologic Targets. In Nabighian, M.N. (Ed.), *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics* (pp. 52-129). Ottawa, Ontario: Society of Exploration Geophysicists.

Telford, W. M., Geldart, L. P. & Sheriff, R. E., 1990. *Applied Geophysics*. New York, NY: Cambridge University Press.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

NYTTIGGJERING AV SVARTSKIFER PÅ RV 4 GRAN - LOKAL LAGRING AV MASSAR MED ALUNSKIFER

Utilization of Black Shale from National Road 4 at Gran – Local Deposition of Rock Masses Containing Alum Shale

Halldis Fjermestad, Statens vegvesen – Region Øst

Elisabeth Gundersen, Statens vegvesen – Vegdirektoratet

Per Hagelia, Statens vegvesen – Vegdirektoratet

SAMANDRAG

I 2013 fekk Statens vegvesen – Prosjekt Vestoppland løyve til å nyttiggjere alunskifer og annan forureinande svartskifer i samband med nødvendig masseutskifting av ei myr for bygging av ny Rv. 4 gjennom Gran kommune. I løyva frå Fylkesmannen, Miljødirektoratet og Statens strålevern blei det gitt fleire vilkår som måtte oppfyllast av Statens vegvesen. Dette galdt særleg geotekniske, hydrologiske og geokjemiske forhold i og omkring masselageret; prosedyrar for klassifisering med omsyn til potensial for utlekking av syre, tungmetall og partiklar samt krav til oppfølging i anleggsfasen og driftsfasen. Denne artikkelen går gjennom undersøkingar, analysar og tiltak som er utført og presenterer erfaringar med korleis potensielt forureinande masse kan nyttast som ressurs i samband med vegbygging der forholda ligg til rette for det.

SUMMARY

In 2013 the Norwegian Public Roads Administration (NPRA) was permitted to use alum shale and other black shale in connection with necessary mass replacement of a bog for construction of new National Road 4 at Gran. The permissions from the County Governor, the Norwegian Environment Agency (NEA) and the Norwegian Radiation Protection Authority (NRPA) were given on the assumption of full compliance with several defined condition. The most important conditions were related to geotechnical, hydrological and geochemical properties within and around deposited black shales, with emphasis on acid rock drainage, heavy metal leaching potential and particles and demand for monitoring during the construction phase and the operational phase. The present paper focuses on investigations, analyses and measures that were carried out, showing how a potentially polluting rock mass may be utilized as a resource in connection with road construction under otherwise favourable conditions.

1 INNLEIING

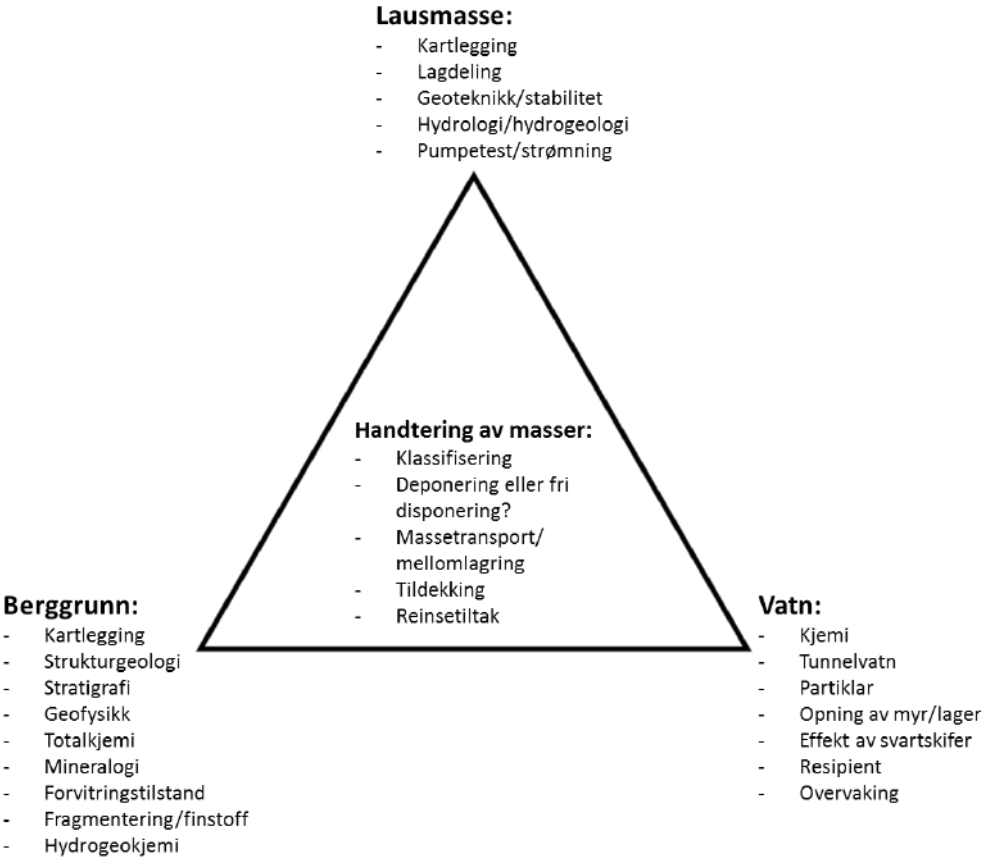
Krava til god miljømessig gjennomføring av vegprosjekt har i dei seinare åra blitt strengare. Samstundes blir det planlagt og bygd veg i mykje større omfang enn før. Dette gir større utfordringar med tanke på ytre miljø. Kontraktsformene er også i endring, og det har blitt meir vanleg med totalentreprisar og OPS-kontraktar. Statens vegvesen har ansvar for at byggeaktiviteten utførast i samsvar med Forurensningsloven.

Denne artikkelen dokumenterer utfordingar ved utbygging av Rv 4 Gran grense – Jaren; under planlegging, forundersøkingar, anleggsfase og driftsfase. Statens vegvesen – Prosjekt Vestoppland fekk løyve til å etablere eit lokalt masselager for permanent lagring av alunskifer og svartskifer. Prosjektet blei utført som pilotprosjekt og dannar grunnlag for Miljødirektoratet sitt vidare arbeid med retningslinjer for bergmasse som kan føre til sur avrenning, metallmobilisering og radioaktiv forureining.

1.1 Formelle krav - søknader til Fylkesmannen, Miljødirektoratet og Statens strålevern

Geologiske undersøkingar og grunnboringar avdekte tidleg store volum av deponipliktig alunskifer på parsellen Rv. 4 Gran grense – Jaren (Iversen 2001, Iversen og Klüver 2001, Sloreby 2005). Fram til ca. 2015 var Langøya i Vestfold einaste godkjente deponi. Transport til deponi av antatt omkring 100 000 m^3 utsprengt alunskifer ville føre til ekstrakostnader langt utover normale budsjettrammer.

Statens vegvesen - Prosjekt Vestoppland søkte om fråvik frå § 2-5 i Forurensningsforskriften ut frå tanken om nyttiggjering av alunskifer ved masseutskifting av ei djup torvmyr. Opning for nyttiggjering av forureinande masse er forankra i Forurensningsloven §32 ved særskild løyve frå Miljødirektoratet (MD). Handtering av alunskifermasse kravde også løyve frå Statens strålevern (SSV) på grunn av innhald av uran som delvis var høgare enn grenseverdien på 1 Bq/gram masse (tilsvarar ca. 80 ppm uran). Fylkesmannen gav utsleppsløyve med differensierte krav for anleggs- og driftsfasen.



Figur 1: Forsvarleg handtering ved etablering av lokale masselager for svartskifer krev detaljert kunnskap om eigenskapane til berggrunn, lausmassar, vatn og resipienttilstand.

Løyvet til å etablere permanent masselager for alunskifer på Gran blei gitt under føresetnad av at Statens vegvesen oppfylte svært mange strenge vilkår, inklusive detaljerte forundersøkingar, planar for gjennomføring med bl.a. metode for klassifisering og tildekking, samt planar for oppfølging med monitorering i driftsfasen. Masselager av denne slag er ikkje «deponi» i lova si forstand, men tiltaket må likevel gjennomførast slik at ein unngår å spreie forureining til nærmiljøet.

1.2 Faglege utfordringar i samband med lokal lagring av sprengstein med alunskifer

Statens vegvesen såg eit stort økonomisk potensial i å legge til grunn sterke faglege føringar for arbeidet med reguleringsplanen (2004-2006) og byggeplanen (2010-2013). Utfordringane var typisk tverrfaglege og omfattar geologi i vid forstand, geoteknikk, hydrologi, vasskjemi og miljøtilstand (Figur 1). Tidleg i byggeplanfasen blei det sett opp følgjande målsettingar for eigenskapar i masselager for svartskifer:

- Varig geokjemisk stabilitet med anoksiske forhold under lågaste grunnvasstand for å motverke/hindre oksidasjon av svovelkis og syredanning og metallmobilisering internt i masselageret.
- Robust tetting som hindrar inntrenging av oksygenrikt overflatevatn og avrenning til resipienten frå masselageret.
- Hydrologisk stabilitet med kontroll på vassbalansen gjennom masselageret
- Varig geoteknisk stabilitet, både internt i masselageret og for firefelts veg over masselageret

Det var nødvendig å etablere rutinar for sikker klassifisering med tanke på å skilje mellom forureinande svartskifer og uproblematisk svartskifer, samt sikker handtering under transport og rask deponering. Samstundes var det strenge krav til overvaking og dokumentasjon av vassmiljøet både internt i masselageret og resipienten i anleggs- og driftsfasen. Elva Vigga og Jarenvannet var i utgangspunktet sterkt påverka av eutrofiering på grunn av nitrogen-avrenning frå landbruk. Dei naturlege bakgrunnsverdiane i bekker gjennom område med alunskifer viste relativt høge konsentrasjonar av sulfat og tungmetall inklusive uran utan teikn til sur avrenning (pH = 8,1-8,3). Alle forhold knytta til forundersøkingar, gjennomføring i anleggsfasen, tidleg driftsfase og FoU er dokumentert av Fjermestad mfl. (2018).

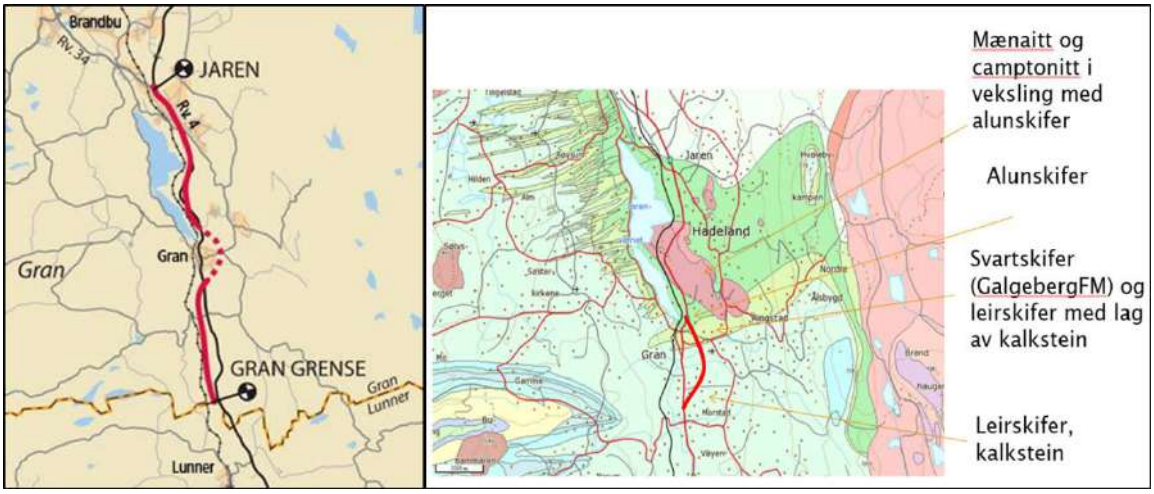
1.3 FoU programmet Nordic Road Water (NORWAT) og andre forskingsaktivitetar

Prosjekt Vestoppland såg tidleg at det var behov for å etablere eit FoU program. Etatsprogrammet NORWAT (2012-2015) var under planlegging i 2011 og Rv 4 Gran blei etablert som «case» i 2012. NMBU/CERAD på Ås var ein sentral deltakar i prosjektet med eigne rapportar, sju masteroppgåver og ein PhD. NORWAT-arbeidet på Gran blei utført i tett samarbeid med fagpersonar i Statens vegvesen og fleire resultat kunne implementerast direkte. NORWAT undersøkte også radioøkologiske forhold i resipienten over tid (Skipperud mfl. 2016). Statens vegvesen Prosjekt Vestoppland utførte også eit storskala utlekkingsforsøk på alunskifer og svartskifer inklusive effektar av kalking (Fjermestad mfl. 2017). Prøver, prøveresultat og forskningstema blei også formidla til Universitetet i Oslo, der det blei ferdigstilt tre masteroppgåver i 2016-2017.

2 FORUNDERSØKINGAR

2.1 Generelt

Alle undersøkingar og planar for handtering av svartskifer på Gran blei planlagde etter faglege kriterium. Statens vegvesen sine handbøker hadde ikkje konkrete retningslinjer. Forureiningspotensialet frå berg er generelt styrt av bergartstype, mineralsamansetning, geokjemi, forvitringsomfang og fragmenteringseigenskapar. Alunskifer og andre problematiske svartskifrar fragmenterer lett og dannar reaktivt finstoff. Forvita alunskifer utan kalkinnhald dannar mest syre. Forundersøkingane la vekt på sikker lokalisering av bergartsgrenser, geokjemisk stratigrafi, og støtta seg på mineralogisk analyse og utlekkingstestar.



Figur 2: Rv 4 Gran grense – Jaren og hovudtrekka av geologien i området.

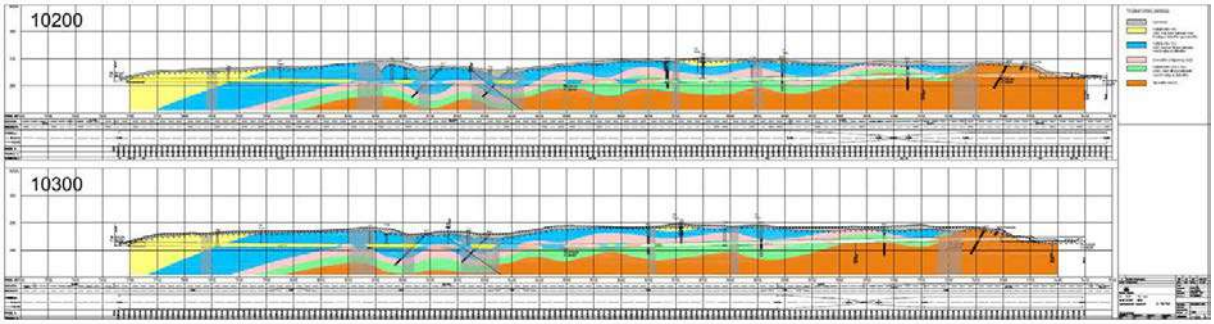
2.2 Berggrunn

2.2.1 Geologisk, strukturgeologisk og geokjemisk kartlegging

Den geologiske kartlegginga starta opp i samband med kommunedelplanen og blei i hovudsak utført i skala 1: 1000. Kartlegginga fokuserte på ingeniørgeologiske og strukturgeologiske forhold for Granstunnelen. Tunneltraséen ville få stort innslag av alunskifer (Iversen, Iversen & Klüver). Vidare detaljering for reguleringsplanen omfatta systematiske fjellkontrollboringar med opptak av borekaks frå fleire meter under bergoverflata (Sloreby 2005). Geokart AS (2005) utførte supplerande kartlegging og etablerte hovudtrekka av stratigrafien ved detaljerte undersøkingar av borekakset.

Multiconsult (2013) utførte ingeniørgeologiske undersøkingar av Granstunnelen for byggeplan, inklusive logging av fire lange borekjerner (50-80 meter). NGI (Endre 2012) utførte detaljert totalkjemisk analyse av alle bergartar i kjernematerialet, og etablerte geokjemisk stratigrafi for Gran. Geokjemisk analyse gir eit mykje sikrare grunnlag for å skilje mellom alunskifer og andre svarte skifrar enn visuell bedømming (sjå kapittel 2.2.3).

Statens vegvesen konstruerte endelege geologiske lengdeprofil for Granstunnelen (Figur 3), basert på kartlegging, kjerneboringar, supplerande kaksboringar og geokjemisk stratigrafi (sjå Multiconsult 2013).



Figur 3: Lengdeprofilar for Granstunnelen (nord til høgre) stemte for alle praktiske formål bra med forholda på tunnelnivå. Bergartar med vesentleg forureiningspotensial: Alunskifer = orange og Galgebergskifer = rosa. Merk overskyving av alunskifer omkring midt på profilane.

2.2.2 Mineralogi og hydrogeokjemi

Statens vegvesen (Hagelia 2005) valde ut sju typiske kaksprøver av alunskifer, kalksteinar og mørke skifrar på grunnlag av arbeidet til Geokart AS (2005) og utførte ein statisk utlekkingstest over 41 dagar på korngradering ca. 0-3 mm. pH auka frå 6,4 til 8-8,5 i løpet av forsøket. Kjemisk analyse av vatna etter endt forsøk viste kraftig oppriking av sulfat (ca. 500-1100 mg/liter) og tungmetall frå alunskifer, til langt over drikkevassnorm (særleg mangan, nikkel og molybden). Ni, Mo og svovel er bundne til sulfid og viser sulfidoksidasjon i testen. Årsaka til at dette ikkje også gav syre er knytta til høg bufferevne (karbonatinnhald) som kan kamuflere sulfidoksidasjon inntil alt karbonat er brukt opp. Mineralidentifikasjon viste at alunskiferen på Gran inneheld svovelkis, men ikkje magnetkis. Alle dei svarte skiferane inneheld karbonatmineral.

Det blei utført tre masteroppgåver ved NMBU med forskjellige utlekkingstestar (m.a. «sekvensiell ekstraksjon») på bergartsprøver frå Gran (Fjermestad 2013; Helmers 2013 og Santos 2014). Samla tolking viste at det var særleg alunskifer og deler av Galgebergskiferen som gav høge utlekkingsverdiar av tungmetall. Forsøka viste at prøvene hadde høgt innhald av karbonat, som verka buffrande på syreproduksjonen. Ein del tungmetall lak ut ved nøytrale pH-verdiar i dei ulike testane. Uran viste seg å vere særleg mobilt.

2.2.3 Geokjemisk stratigrafi og totalkjemisk analyse

Kjennskap til totalkjemisk variasjon er nødvendig for å skilje mellom forureinande svarte skiferar og andre svarte skifrar. Klassifisering på grunnlag av totalkjemiske data frå XRF er mogleg så sant ein kjenner til minerala i bergmassen som er årsak til syre- og metallmobilisering. Med utgangspunkt i den lokale geokjemiske stratigrafien på Gran (Endre 2012) og resultata frå mineralogisk analyse blei det etablert eit system for analyse og klassifisering ved handheldt XRF (Hagelia og Fjermestad 2016, Fjermestad mfl. 2018). Hovudtrekka er forklart i kapittel 3.1.

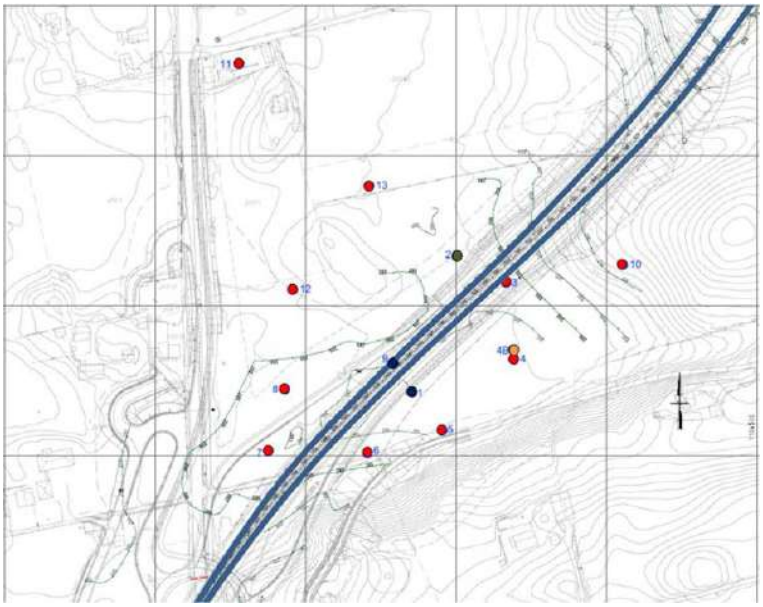
2.3 Lausmassar i det planlagde masselageret

2.3.1 Djup torvmyr

Rett utanfor søndre tunnelpåhogg er vegen lagt over eit myrområde. Terrengoverflata til myra låg på ca. kote 208 m. Grunnboringar viste at bergoverflata under myra låg mellom ca. 5 og 25 m under overflata og danna eit trauforma søkk. Lausmassane besto av eit ca. 2 – 8 m mektig torvlag over marine sediment i form av blaut og delvis kvikk siltig leire med lokale sandlag. Nokre lag i blaute marine sediment hadde også høgt organisk innhald. Mellom dei marine

sedimenta og bergoverflata var det eit usamanhengande lag av grøvre massar (sannsynleg morene). I følge kvartærgeologisk kart frå NGU ligg marin grense i dette området på kote 190 m. Grunnundersøkingane viste derimot at øvre marine grense på Gran ligg om lag 10 meter høgare enn vist på NGU sitt kart. For å vere sikker på at alunskiferen blei liggande i eit kjemisk stabilt område var det viktig å kartlegge tilgangen til oksygen. Sikker kjemisk stabilisering av svovelkis krev reduserande forhold (Eh < - 250 mV). I utgangspunktet rekna ein med at torva hadde slike eigenskapar. Undersøkingar av torva, utført av NMBU, viste derimot oksiderande forhold i torva, medan dei marine sedimenta viste tilfredsstillande verdiar (sjå Fjermestad mfl. 2018).

For å oppnå akseptabel setningsutvikling og stabilitet for firefelts Rv 4 var alternativa anten omfattande masseutskifting eller etablering av bru over myra. Ein gjekk vidare med planen for masselageret på grunn av generelt gunstige forhold, spesielt at masseutskifting og nyttiggjering av deponipliktig svartskifer kunne foregå rett sør for Granstunnelen.



Figur 4: Kart over myra med plassering av grunnvassbrønnar brukt i pumpetesten.

2.3.2 Undersøkingar av grunnvasstrøyming og vasskjemi

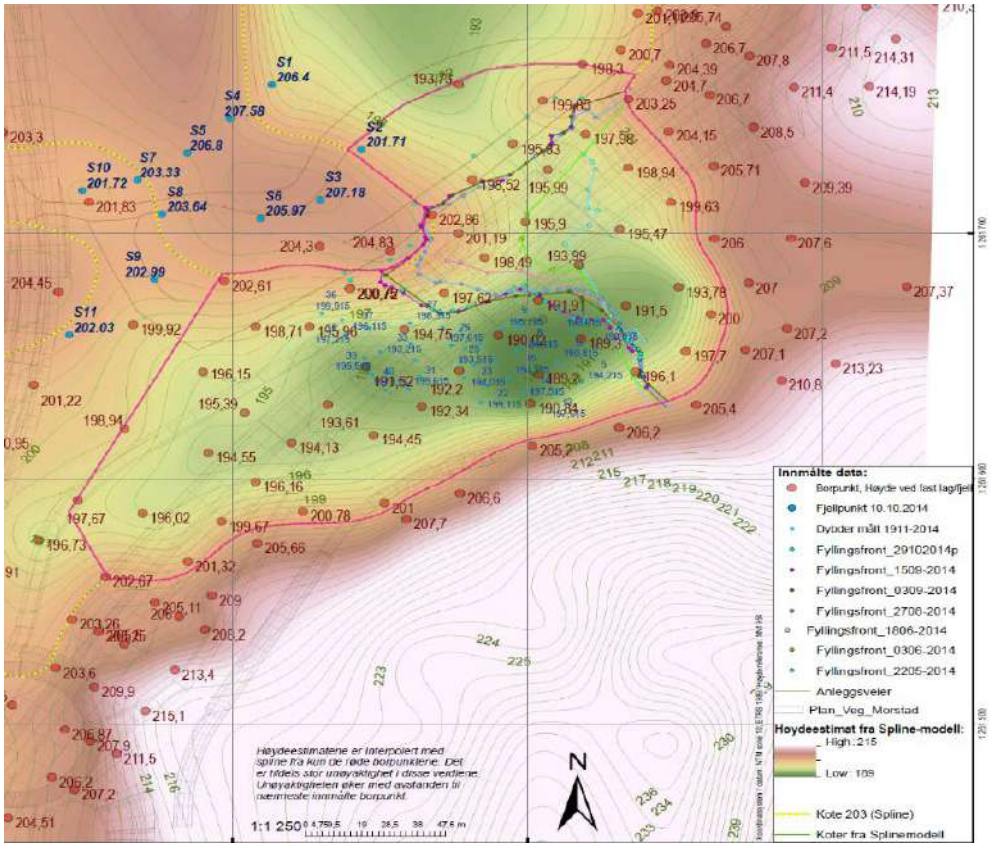
Det blei gjennomført ei enkel undersøking av vassbalansen for å få eit grovt estimat på nydanning av grunnvatn i myra. Nedbørsfeltet besto for det meste av jorde og dyrka mark med lite busetting og tette flater. Vassbalansen viste at ca. 38 % av den årlege nedbøren gjekk til infiltrasjon. Ein like stor del gjekk til fordamping og resten til avrenning. Dette gav ei netto tilførsel til grunnvatnet på ca. 480000 m^3/år. For å få oversikt over dei hydrologiske forholda i myra blei sett ned fleire grunnvassbrønnar og utført pumpetest (Figur 4). Brønnane blei bl.a. utstyrt med loggarar for å overvake naturlege svingingar i grunnvasstanden. Brønnane blei sett ned med filter i dei laga der det var registrert størst tilsig av vatn under boring. Ikkje uventa var dette i morenemassane; i overgangen til berg og i sjølve berget. Det blei også registrert lommer av meir permeable massar som sand og grus. Desse var fylte med vatn, men var isolerte. Permeabiliteten til torva og dei marine sedimenta var generelt låg. Pumpetesten synte at myra hadde god tilgang til vatn frå bergmassen under. Både pumpetesten og vasskjemisk analyse viste at vatn både i bergmasse og morene hadde lang opphaldsstad. Dette djupe vatnet var reduserande og hadde lågt innhald av oksygen.

Resultata viste at det var mogleg å oppnå sikker lagring av deponipliktig alunskifer og svartskifer dersom massen blir liggande permanent neddykka under grunnvatn. Bidrag frå reduserande vatn frå bergmassen vil sørge for god kjemisk stabilitet i masselageret så lenge ein unngår innverknad frå overflatevatn (alltid oksygenrikt!).

Ny veg var planlagt å ligge på ca. kote 208 m. Vinteren 2013 blei lågaste grunnvassnivå målt i ca. kote 204 m. Elva Vigga, nedstrøms myra, låg då på ca. kote 202 m. Øvre grense for alunskiferlageret blei derfor sett til kote 203 m. Dvs. myra kunne masseutskiftast med deponipliktige massar opp til kote 203 m. Over dette måtte det leggast ut tette massar og med drenering som hindrar kontakt mellom svartskifermasse og overflatevatn.

2.3.3 Undersøkingar av tilgjengelig volum.

Tilgjengeleg volum for deponering blei estimert på bakgrunn av grunnundersøkingar og avgrensinga til kote 203 m. Det låg også til grunn at masseutskiftinga måtte følgje geotekniske prinsipp med omsyn til stabilitet. Med utgangspunkt i grunnundersøkingane blei det brukt ulike interpolasjonsmetodar for å estimere fjelloverflata. Det var viktig at volumet var stort nok til å romme det meste av deponipliktig stein. Ein måtte ta omsyn til usikkerheit i omrekning frå faste til lause massar og usikkerheiten i estimatet av mengde faste massar. Utlagde massar og tilgjengeleg volum blei følgt opp under anlegg. Figur 5 viser eit eksempel på eitt stadium, med opprinneleg/teoretisk tilgjengeleg volum (rosa strek) og ulike fyllingsfrontar etter kvart som masselageret var fylt opp. Små blå prikkar viser vass-djupner målt frå båt under anlegget (sjå avsnitt 3.2).



Figur 5: Estimat av tilgjengeleg volum ved masseutskifting, og oppfølging under anlegg.

3 ANLEGGSFASEN

3.1 Klassifisering ved HH-XRF før tunnelsprenging

Metode for identifisering og klassifisering av svart leirskifer tok utgangspunkt i bruk av handheldt XRF (X-ray fluorescens). Dette er eit instrument som analyserer konsentrasjonar av fleire grunnstoff i prøva ved hjelp av røntgenstråler. Basert på frå XRF-analysen blei bergartsprøvene klassifiserte som deponipliktig eller ikkje deponipliktig etter gitte grenseverdiar for svovel, kalsium og utvalde tungmetall. Tolking og bruk av totalkjemiske data frå handheldt XRF på Gran bygger på vårt kjennskap til totalkjemi og mineralsamansettinga i alunskifer og andre bergartar lokalt. Utlekkingstestar var også ein del av grunnlaget for grenseverdiane vi brukte.

Grenseverdiane var basert på desse prinsippa:

- Alunskifer i alle variantar definerte den kjemiske variasjonen for deponipliktige masse.
- Kalksteinar definerte på same måte kjemisk variasjon for ikkje-deponipliktig masse.
- Bergartar som heilt eller delvis overlappa den kjemiske variasjonen av karakteristiske grunnstoff i alunskifer blei definert som deponipliktige.

Klassifisering med XRF vart utført på kjerner opp til 100 meter som vart bora regelmessig innover tunnelløpa. Borkjernane vart også logga for bergartstype, strøk og fall, oppsprekking og reaksjon med saltsyre. Dette gav gode føresetnader for å vite når ein kom inn i områder med potensielt syredannande skifer. I slike områder vart det før sprenging henta ut seks prøver fordelt utover tunnelstuffen for XRF-analyser. Desse analysane avgjorde om massane var deponipliktige eller ei.

3.2 Utgraving og oppfylling av myr

I kontrakten var ulike metodar for masseutskifting prissett, men det viste seg fort at utgraving var mest effektivt. For graving under grunnvasstand var ei beltekran med lang arm godt eigna. Grabben på krana tok ca. 4 m^3 og to til tre «grabbar» var nok til å fylle planet på ein lastebil med blaute massar (Figur 6). Over grunnvasstand var ikkje krana like effektiv, så tørre massar blei stort sett grovne ut med vanlig gravemaskin. Totalt blei det tatt ut ca. 300 000 m^3 lausmassar, for det meste tatt ut under vatn, dvs. volumet inkluderer ein god del vatn.

Figur 6: Utgraving av myr med beltekran.

Ettersom det meste av deponipliktig svartskifer kom samla i den nordre delen av tunnelen, dvs. i sluttfasen, blei det bestemt å grave ut eit stort nok område slik at ein var i stand til å ta imot tunnelmassar frå to løp utan å forsinke framdrifta av tunneldrivinga. Utgravinga førte til eit større volum for vatn og dermed senking av grunnvatnet i og rundt byggegropa. Eit viktig omsyn under utgravinga var derfor å følgje opp vasstanden i byggegropa og grunnvasstanden i dei tilgrensande områda. Spesielt rundt eit heilt nytt Naudetatsbygg på nabotomta var det viktig å ikkje senke grunnvasstanden under kote 203, som blei sett som nedre grense for naturlege variasjonar. Her blei det observert setningar rundt bygget. Men ved hjelp av Statens vegvesens tette overvaking av grunnvatnet i området såg vi at årsakene til setninga sannsynleg var byggtekniske og ikkje forårsaka av Statens vegvesen sine arbeid med masseutskifting av myr. Figur 7 viser at setningsskadane ikkje hadde ei jamn utvikling, men at var «punkt-setningar», ofte lokalisert til område der det var satt pelar.

Figur 7: Synlege setningsskadar rundt nytt Naudetatsbygg.

Ei ulempe med den massive utgravinga var at ei stor opa vassoverflate førte til god lufting av eit opphaveleg redusert grunnvann. Dette førte sannsynlegvis til ein viss grad av oksidasjon av sulfid i massane. Det viste seg ved at sulfatkonsentrasjonane i vatnet auka i perioden etter utlegging av skifer. Det som opprinneleg var ei myr, tok gradvis meir form av ein dam etter kvart som utgravinga føregjekk. Oppmåling av vassdjupn og vasskjemi blei gjennomført frå båt, sjå Figur 8.

Figur 8: Oppmåling av djupn, temperatur, Eh og pH i vatnet.

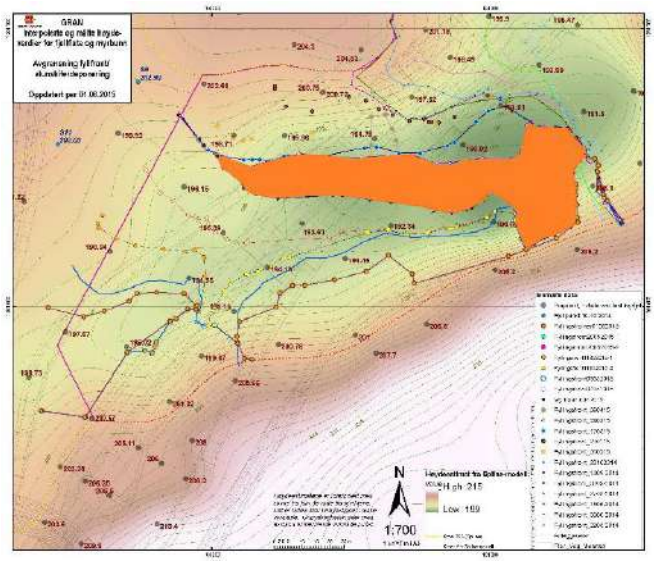
Utgravinga gav gode moglegheiter for nærmare studiar av korleis myrområdet var bygd opp. I Figur 9 ser vi marine sediment med eit stort innhald av sniglehus mellom eit øvre og nedre

torvlag. Spesielt i nedre del av torva var det godt bevarte stokkar og trerøtter. Fleire stader dukka eit lag at kvit mergel (kalkholdig leire) opp under torvlaget (Figur 10). Laget innehaldt mykje strå og skjelrestar, og hadde konsistens som leire.

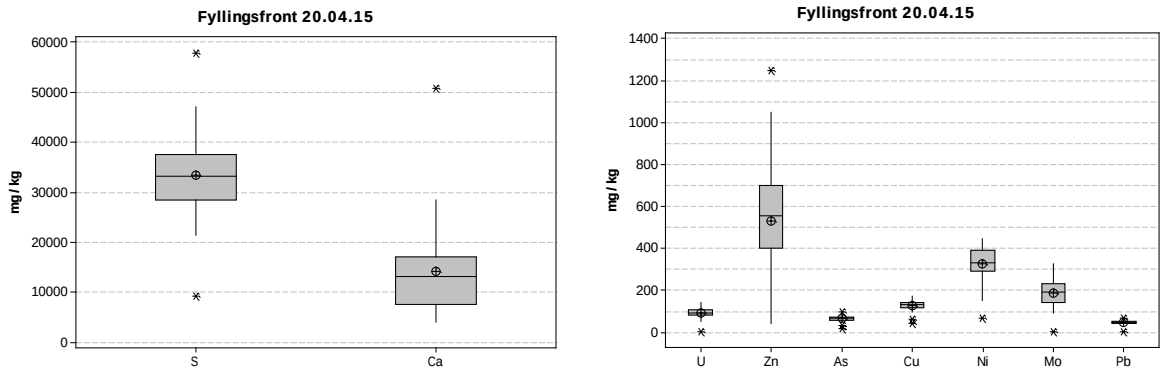
Figur 9: Viser et lag av sand og siltig leire som har kilt seg inn i eit torvlag. Det som kan sjåast som kvite partiklar i dei marine sedimenta er sniglehus, sjå lite bilde.

Figur 10: Viser eit kvitt lag av mergel under torva og over leira.

Figur 11 viser eit eksempel på kart over ein fyllingsfront. Det er rekna ut gjennomsnittleg totalkjemisk innhald av alle viktige parameterar for kvar fyllingsfront. Figur 12 viser eksempel på kjemisk statistikk.



Figur 11: Eksempel på fyllingsfront, som illustrerer området som blei fylt opp med svartskifer i mars/april 2015.



Figur 12: Eksempel på korleis totalkjemisk innhald i massane per fyllingsfront blei satt opp i tabellar for oversiktleg framstilling. Desse data var basert på XRF-analyser på massar i fyllingsfronten (gjeldande eksempel basert på 34 bergartsprøver).

3.3 Reinseanlegg og avrenning

Tunneldrivevatnet vart reinsa i eit kontainerbasert reinseanlegg før det vart leia vidare til elva Vigga. Det blei brukt syre for å redusere pH i utsleppsvatnet til nøytrale verdiar. Tunneldrivevatnet var periodevis særs partikkelrikt, som følgje av dei lett fragmenterbare bergartane i tunnelen, og tidvis var det problem med å reinse tunneldrivevatnet tilstrekkeleg for partiklar. For å reinse vatnet for partiklar vart det brukt sedimentasjonskonteinarar, filter, sedimentasjonsgrøfter i tunnelen og tilsetjing av PAX for kjemisk felling.

Medan utlasting og deponering av potensielt syredannande svartskifer føregjekk var det i periodar behov for å pumpe ut vatn som hadde vore i kontakt med svartskifer frå masselageret. Det var venta at dette vatnet kunne bli forureina etter kvart som mengde alunskifer i kontakt med vatnet auka. Det blei derfor satt opp eit eige kontainerbasert reinseanlegg med trinn for sedimentasjon og kjemisk felling. Vatnet var periodevis reint, og gjekk då berre gjennom sedimentasjonskonteinarar før utslepp, reinseanlegget viste seg også å fungere dårleg for løyste metall.

I slutten av perioden auka konsentrasjonane av metall i vatnet som hadde vore i kontakt med svartskifer, og det var enkelte overskridingar av utsleppsgrenser for Cd, Ni og Zn. Dette førte ikkje til auka tilstandsklasser i Vigga. Uran konsentrasjonar auka også. Det var ikkje sett utsleppsgrense for uran, men vi baserte oss på at utsleppet ikkje skulle ha negative konsekvensar for vassmiljøet i Vigga (dvs. over 15 µg/l etter Canadian Council of Ministers of the Environment, 2011). Høgste målte urankonsentrasjon i Vigga var rundt 5 µg/l, som ikkje er rekna for å vere miljøskadeleg.

Figur 13: Oversikt over Vigga og prøvepunkt for passive prøvetakarar (DGT) oppstraums (Stasjon 1), ved utsleppspunkt (Stasjon 3) og nedstraums (stasjon 4) i Vigga.

3.4 registreringar i Vigga og Jaren

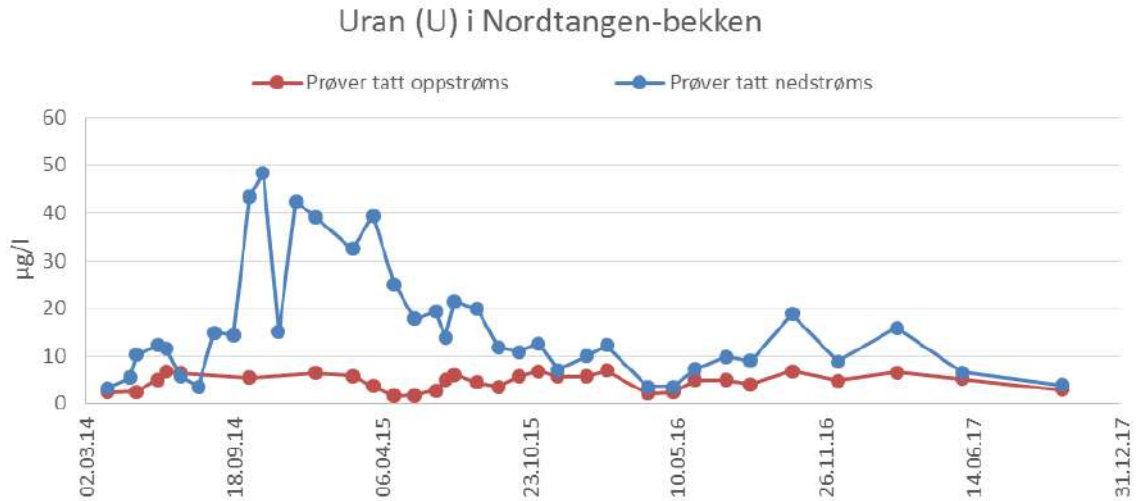
Gjennom anleggsarbeidet blei vassmiljøet i Vigga overvaka i eit omfattande overvakingsprogram. Det blei teke vassprøvar kvar 14. dag på det meste, i tillegg til kontinuerleg overvaking av pH, tubiditet og konduktivitet i elva. Passive prøvetakarar (Figur 13) låg også ute i elva for å avdekke korleis eventuell metallforureining påverka vassmiljøet. Det var viktig å utføre prøvetaking og måling av vasskvalitet både oppstraums og nedstraums i

aktuelle resipientar for påvise eventuell anleggsrelatert påverknad i vassdraget. Som referansemålingar hadde vi i tillegg utført prøvetaking i bekkar og Vigga frå 2011 og 2012.

Forskings- og utviklingsprogrammet NORWAT (Nordic Road Water) var involvert i prosjektet, med prøvetakingsprogram for elva Vigga, andre bekkar i tilknytning til veganlegget og Jarenvatnet. Det vart mellom anna utført undersøkingar av botndyr, fisk og sediment både før, under og etter anleggsperioden.

Resultata frå overvakinga av Vigga viste at elva i liten grad blei påverka av anleggsarbeidet. Konsentrasjonar av prioriterte metall (etter Miljødirektoratets tilstandsklassar) i Vigga viste generelt små forskjellar mellom konsentrasjonane oppstraums og nedstraums utsleppspunkt for reinsa anleggsvatn, og var i tilstandsklasse I og II (bakgrunnsnivå til god tilstand). Analysar av opptak av metall i fisk, og passive prøvetakarar i Vigga viste at det var låg risiko for negative skadeverknader av opptak av metall i vasslevande organsimar. Enkelte episodar med anleggsrelatert utslepp av partiklar kan ha hatt lokale negative effektar på fisk og botndyr, men hendingane var stort sett kortvarige, då akkumulert slam vil spylast vidare ved neste storflaum (NIBIO, 2015). Livet i elva er også tilpassa in periodisk høg partikkelbelasting.

To bekkar nord for Gran fekk i anleggsfasen påvist varierande grad av auke i metall nedstraums samanlikna med oppstraums verdiar. Desse bekkane rann i områder der det var skjeringar i dagen med alunskifer, og var frå før av naturleg påverka av drenering i skiferbergrunn. I den nordlegaste bekken, som gjekk gjennom anleggsområdet på Nordtangen, oppstod det rustutfellingar nedstraums anleggsområdet, i deler av anleggsperioden. Dette var truleg relatert til anleggsarbeida og drenering i alunskifer. Sidan alt finstoff ikkje lar seg fjerne etter sprenging, må ein vente noko påverknad på vasskjemi i området. Skjeringane i område med stort innslag av mænaitt og camptonitt er ikkje venta å ha bidratt med avrenning av stor betyding. Men forvitra alunskifer ved det nordre tunnelpåhogget gav ganske mykje finstoff som truleg har ført til ei viss påverknad på bekk i området. Denne hadde likevel ganske høgt naturleg innhald av tungmetall og hadde rustutfellingar både oppstraums og nedstraums anleggsområdet. Rustutfellingane i den nordlege bekken forsvann etter å ha lagt om bekken utanfor anleggsområdet. Begge bekkane har blitt prøvetatt i etterkant av prosjektet, og viser reduksjon av metallkonsentrasjonane til nærmare bakgrunnsnivå. Figur 14 viser resultat for uran.



Figur 14: Konsentrasjon av uran i bekken nord for Gran oppstraums og nedstraums ny veg. Uran auka i anleggsfasen (2014-2015), men gjekk ned etter ferdigstilling av anleggsarbeida (2016-2017).

Jarenvatnet er mottakande resipient for både Vigga og bekkane nord for Gran og blei undersøkt i samband med NORWAT sitt arbeid. I sedimentkjerner frå Jarenvannet (Sørli, 2015) blei det ikkje funne særskilde spor etter vegprosjektet, inkludert fyllingane som blei anlagt i forbindelse med riksveg 4. Undersøkingar av fisk i Jarenvatnet påviste opptak av U og Cd i organ til mort og abbor, og dette kan vere eit resultat av opptak av metallet via næringskjeda. Det blei imidlertid ikkje tatt prøver av fisk frå denne lokaliteten før anleggsarbeida starta, slik at det ikkje er mogleg å samanlikne med før-prøvar.

3.5 Avslutning av masselageret

For å hindre infiltrasjon inn i lageret frå overflatevatn var det viktig at massane som blei lagt over var mest mogleg tette. I tillegg måtte all avrenning inn mot lageret avskjerast. Opprinneleg plan var nytte ein syntetisk sveisa membran som skulle leggast med fall mot anna drenering. Ettersom denne løysinga ikkje var prissett i kontrakten valgte ein å gå bort frå denne. Manglande tverrfaglig kommunikasjon internt hos rådgivande konsulent og i prosjektet elles førte til val av ei enklare løysing, der det blei lagt mest mulig tette massar over lageret. Dette kravde tett oppfølging frå byggherre for å hindre/avgrense innslag av mindre eigna massar. Dette var eit stort anlegg med mange underentreprenørar som ikkje alltid var like godt informert om prosjektet.

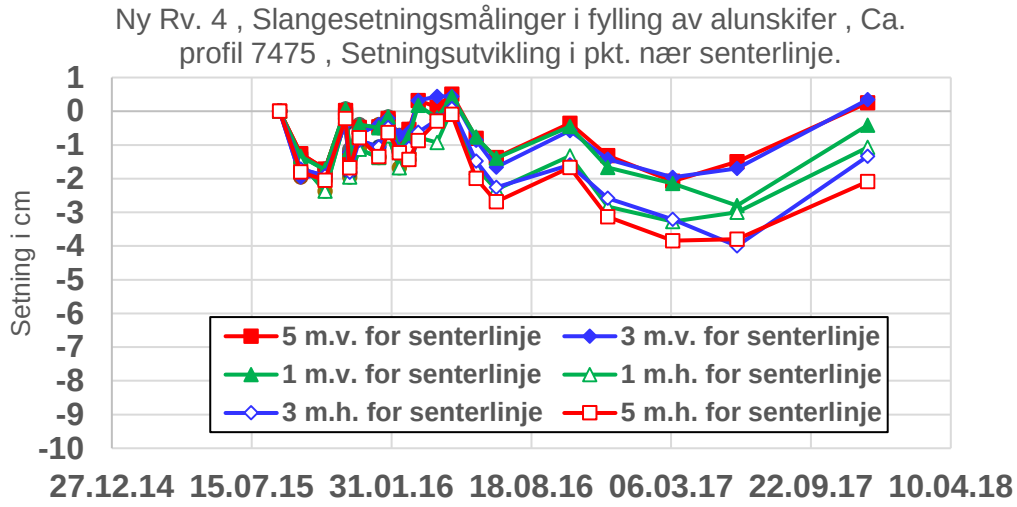
Direkte over alunskifermassane blei det lagt 2-3 m med «frikjent» svartskifer frå tunnelen. Anleggsaktiviteten, med mange lastebilar som transporterte massar inn og ut, førte til markant nedknusing av massane i toppen (Figur 15). Fleire stader blei topplaget meir eller mindre pulverisert med mykje finstoff som bidrog til ei god tetting. Vegbana og sidefelta skulle tilbakeførast til opprinneleg terrengnivå som låg mellom ca. kote 208 - 210. På sideterrenget på søndre side blei det lagt tilbake silt- og torvmassar. Dette området er i dag tilbakeført til landbruk. På nordre side skal området tilbakeførast til næring. For å hindre utbygging som kan påverke masselageret er det i dag etablert hensynssoner rundt området med eigne restriksjonar (sjå Figur 17). Overvaking av masselageret etter utlegging har vist av tildekkinga som blei valt ikkje fungerer optimalt i vårløysinga med mykje smeltevatn. Utover dette fungerer løysinga tilfredsstillande.

Figur 15: Utlegging av massar i lageret over oppfylling førte til nedknusing av skiferen.

3.6 Måling av setningar på ny veg over masselageret

For å få ei oversikt over utviklinga av setninga blei det utført slangesetningsmålingar. Slike målingar blir gjort ved hjelp av eit instrument som måler høgda i fleire punkt gjennom utlagde røyr. Over masselageret blei det lagt ut 40 m lange røyr i 4 profilar på tvers av vegen og litt ut på sideterrenget. Slangane blei lagt frostfritt. Første måling blei tatt den 24.08.2016. På denne tida var utfyllinga dekt til og ein var i gang med å legge drenering. Det har blitt gjennomført målingar fram til 12.12.2017. Det blei utført nøyaktig nivellering i samband med kvar enkelt måling for å sikre at alle målingar var riktige i forhold til nullmålinga.

Resultata viser at alle slangane har sett seg etter at dei blei lagt ut og det er ein del variasjonar langs slangen. Dei totale setningane ligg mellom ca. 4 og 12 cm. Dette kan kome av variasjonar i fyllingshøgde under slangen og stor variasjon i storleiken på steinen som blei lagt ut. Men, målingane viser ikkje ei jamn setning, derimot viser målingane i fleire omgangar ei heving. Figur 16 viser tidsutviklinga for eit av røyra. Målinga viser seks punkt som er plasserte 1 m, 3 m og 5 m på begge sider av senterlinja mellom dei to vegbanane. Figuren viser at alle punkta følgjer liknande utvikling. For denne slangen er det fleire gangar målt ei heving, slik at netto setning i nokre område er omtrent null.



Figur 16: Setningsutvikling over tid for nokre punkt nærme senterlinja mellom dei to vegbanane. Målingar til venstre er vest for senterlinja og målingar til høgre ligg aust for senterlinja.

Kvifor vi i periodar målte ei heving er usikkert. Moglege årsaker kan vere:

- Horisontale forskyvingar inne i fyllinga som gjer at nokre område blir pressa opp. Dette verkar ikkje veldig sannsynleg all den stund området er svært flatt.
- Effektar av frost kan kanskje tenkast fordi noko av hevinga har føregått på vinterstid. Det er likevel argument mot dette fordi tidleg heving på omkring 4 cm førekom i september berre ein månad etter nullmåling. Slangane var også i utgangspunktet lagt i frostfri sone.
- Svelling i alunskifer under grunnvassnivå.
- Svelling i ikkje-deponipliktig galgebergmassar over grunnvassnivået.

Vi reknar dei siste to forklaringane som mest sannsynlige, men har for lite data til å sei noko sikkert. Svelling på grunn av gipsutfelling er ikkje venta i neddykka alunskifer, men det er vist at svelling også kan vere knytt til visse sjiktsilikat (Terefe 2016).

4 MILJØTILSTAND I MASSELAGERET OG RESIPIENT ETTER FERDIGSTILLING

Vi har følgt med på tilstanden masselageret etter ferdigstilling ved å overvake grunnvatnet i masselageret i brønnar (Figur 17). Dei fleste av overvakingsbrønnane blei etablerte etter at masslageret blei dekt til og er elles plasserte strategisk med tanke på å fange opp ei eventuell uheldig utvikling så tidleg som råd. Etter at masselageret blei ferdigstilt har oksygentilgangen minka. Oppsummert frå siste prøvetakinga ser vi den ønska effekten med låg Eh (negativ) i dei djupare delane av masselageret. I øvre deler er det meir oksygentilgang og Eh er høgre. Samtidig står brønnane i nærleiken av drenssystemet, og målingane er påverka av dette. Vi ser at den grunnaste brønnen er påverka av inntrenging av overflatevatn i smelteperioden. Variasjonar i Eh og vasskjemi framover skal sjåast i samanheng med variasjonar i grunnvassstand, temperatur og årstidsvariasjonar. Dette vil gi ein indikasjon på om masselageret er tilstrekkeleg tett.

Figur 17 Prøvetakingspunkt i samband med overvaking etter ferdigstilling. Blå sirklar er overvakingsbrønnar. Til høgre er forslag til hensynssoner omkring masselageret. Sone 1 representerer sjølve masselageret, medan sone 2 representerer området rundt, der det er spesielle restriksjonar for utbygging.

Nokre av brønnane nedstraums har auka innhald av sulfat og metall. Også utløp av drensvatn frå området har høge metallkonsentrasjonar, utan at dette vatnet er venta å ha ein direkte samanheng med vatnet i masselageret. Sidan det delvis er brukt svart leirskifer i oppfylling av ramper og anna utfylling av området, så vil også noko diffus avrenning kome herifrå. Brønnane nedstraums er spesielt påverka av vegsalt med høgt kloridinnhald. Også utløpet for drensvatn frå veg og tunnel har høg konduktivitet og ser ut til å vere saltpåverka.

Oppfølginga i den neste treårsperioden vil gi fleire data, og vil gi eit større grunnlag for å vurdere mekanismane som skjer i tilknyting til masselageret. Det vil vere spesielt viktig å følgje med på mengde vatn og vasskjemi på det vatnet som kjem ut frå masselageret under vegbana og blir transportert via dreneringa. Vi er klar over at lekkasje inn i masselageret og vasstransport ut er størst i periodar med snøsmelting og mykje nedbør. Viss dette er forhold som over tid ikkje er akseptable må ein sjå på avbøtande tiltak.

5 OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Pilotprosjektet med lokalt masselager og nyttiggjering av alunskifer på Gran ved massutskifting av djup torvmyr har vore vellykka. Overvaking dei neste åra er likevel nødvendig og vil avdekke eventuelle negative utviklingstrendar. Eit hovudspørsmål vil vere å avklare om tildekkinga er tilfredsstillande med tanke på tilstrekkeleg kjemisk stabilisering av svartskiferen. Per i dag er vegen over masselageret stabilt fundamentert og tilstanden i resipienten er ikkje vesentleg endra etter tiltaket.

Nyttiggjering av svartskifer og lokal handtering kan vere både økonomisk og miljømessig riktig der forholda ligg til rette for det. Ein bør likevel vere klar over at dei naturgjevne forholda på Gran var svært gunstige. Etablering av lokalt masselager for svartskifer er ikkje mogleg overalt. Som grunnlag for vurderingar må ein i kvart enkelt tilfelle legge vekt på mengde svartskifer, reaktiviteten til skiferen, hydrologiske forhold og tilstands-/verdivurdering av resipienten. Design av masselageret må tilpassast dei naturgjevne forholda på staden. Feltundersøkingane bør vere komen godt i gang før reguleringsplanfasen, fordi dei tverrfaglege utfordringane er omfattande og søknadsprosessen mot Miljødirektoratet og Statens strålevern er tidkrevjande. Det er ein fordel, både for forureiningsmyndigheit og tiltakshavar, at det blir etablert kontakt og god fagleg dialog i prosessen.

Klassifisering av forureinande bergmasse kan ikkje alltid følgje same lest. På Gran var mestedelen av svartskiferen representert med relativt uforvitra tunnelmasse. I område med større innslag av forvitring og mindre bufferevne er potensialet for sur avrenning og metallmobilisering større. Forvitra alunskifer inneheld vanlegvis lettløyselege sulfatmineral (copiapitt, melanteritt m.m.) som kan gi svært låg pH. I motsetnad relativt lite reaktiv alunskifer med svovelkis utan magnetkis, finst det også meir reaktiv alunskifer med *både svovelkis og magnetkis* (Bastiansen mfl. 1957). Dette kompliserer tolkinga av totalkjemiske data. I tillegg finst det alunskifervariantar heilt utan buffrande karbonatmineral. Mineralogisk analyse og utlekkingstestar på representative prøver er alltid nødvendig som grunnlag for klassifisering basert på totalkjemisk analyse (Hagelia og Fjermestad 2016).

Lausmassar omkring masselager må hindre avrenning sidevegs og bør i tillegg motverke oksidasjon. Tverrfagleg vinkling og detaljerte undersøkingar må alltid ligge til grunn for planlegging av masselager i andre område (sjå Figur 1). Erfaringa vår frå prosjektet på Gran er at både samarbeid og gjennomføring kunne ha blitt meir optimalt dersom alle aktørar på likeverdig måte var innforstått med den faglege kompleksiteten. I ettertid ser ein at tildelingskriteria burde ha lagt større vekt på kompetanse om alunskifer.

Alunskifer fører i blant til kraftig svelling (Bastiansen mfl. 1957), og årsaka er delvis knytta til vekst av gips ved uttørking. På Gran ser det ikkje ut til at svelling i masselageret under Rv 4 blir noko problem. Men laboratorieundersøkingar tyder likevel på at svelling også kan oppstå på grunn av blandsjikt av illitt og muskovitt (Terefe 2016).

Behovet for miljømessig riktig handtering av sprengstein og partiklar er nedfelt i vegnormalane (Handbøkene N200 Vegbygging og N500 Vegtunneler). Miljøgeologisk metodikk tatt inn i er i siste revisjon av Statens vegvesens Handbok R211 Feltundersøkelser.

Takkens ord

Vi takkar Anne-Britt Moen, Sturla Elvsveen, Malin Torp, Jon Kvisberg, Helge Hamar, Øivind Brenli, John Bekken, Per Olav Tangen og Live Hesthagen (Statens vegvesen) for godt samarbeid og faglege innspel; Trygve Dekko og Kjetil Moen (Multiconsult) for konsulentbistand og faglege rapportar; Roger Roseth (Bioforsk) for miljøfagleg bistand og forslaget om å bruke HH-XRF til klassifisering. Sondre Meland (leiar, NORWAT) gav grønt lys for «case Gran». Grundig arbeid av Edvard Iversen, Erik Sloreby (Statens vegvesen) og Ingolf Rui (†) (Geokart AS) gav tidleg ein god oversikt over geologi og stratigrafi. Fredrik Bockelie (†) formidla sin detaljerte kunnskap om Oslofeltets stratigrafi til prosjektet. Sist men ikkje minst takkar vi NGI v/ Erik Endre som etablerte den geokjemiske stratigrafien på Gran.

6 REFERANSAR

Bastiansen R, Moum J, Rosenqvist I Th (1957) «Bidrag til belysning av visse bygningstekniske problemer ved Oslo-områdets alunskifere». Norges geotekniske institutt, Publikasjon Nr. 22, Oslo, 69 s.

Canadian Council of Ministers of the Environment. (2011). Scientific Criteria Document for the Development of the Canadian Water Quality Guidelines for the Protection of Aquatic Life - Uranium. Canadian Council of Ministers of the Environment.

Endre (2012) «Vurdering av radioaktivitet i tunnelmasser». NGI-Teknisk notat, 1 oktober 2012.

Endre E (2013) «Identifisering og klassifisering av skiferhorisonter i tunneltraséen». NGI-rapport 20120110-01-R.22.

Fjermestad H (2013) «Mobilitet av uran og andre metall i bergartar i ny vegtrasé på Gran, Hadeland». Masteroppgåve, Universitetet for miljø- og biovitenskap, Ås.

Fjermestad H, Hagelia P, Thommassen T (2017) «Utlekkingsforsøk med svartskifer frå Rv 4, Hadeland». Statens vegvesens rapporter nr. 665.

Fjermestad H, Gundersen E, Hagelia P, Torp M, Moen AB (2018) «Rv. 4 på Gran, nyttiggjering av svartskifer. Sluttrapport og erfaringar». Statens vegvesens rapportar nr. 333.

Geokart AS (2005) «Riksvei 4 Roa-Jaren. Undersøkelser av borekaks» (I. Rui & B. Funke) rapport 12.07.05.

Hagelia P (2005) «Undersøking av alunskifer, mørk kalkstein og mørk skifer langs Ny Rv 4 Gran». Førebels notat til Prosjekt Vestoppland. Statens vegvesen, Tunnel og betongseksjonen.

Hagelia P, Fjermestad H (2016) «Bruk av XRF på bergartar for vurdering av miljørisiko. Eksempel frå Rv 4 Gran og E18 Grimstad-Kristiansand». Statens vegvesens rapportar nr. 516.

Helmers T (2013) «The mobility of uranium from U-containing bedrock materials as a function of pH: Implications for tunnel construction». Master thesis. Norwegian University of Life Sciences, Ås.

Iversen E (2001) «Rv 4 Roa – Jaren. Vurdering av tunnelalternativer». Oppdrag E-234 Rapport nr. 2. Statens vegvesen - Vegteknisk avdeling.

Iversen E, Klüver BH (2001) «Rv 4 Roa – Jaren. Plan for geologiske undersøkelser». Oppdrag E-234 Rapport nr. 1. Statens vegvesen - Vegteknisk avdeling.

Multiconsult (2011) «Rv 4. Gran grense –Jaren. Alunskiferproblematikk. Tiltaksplan for håndtering av sprengstein av alunskifer».

Multiconsult (2011) «Rv 4. Gran grense –Jaren. Prøvegraving i myrområder». Oppdrag/Rapport nr. 121027SI-RIG-NOT-00004.

Multiconsult (2013) «Rv 4. Gran grense –Jaren. Granstunnelen». Ingeniørgeologisk rapport (Rev 2). Oppdrag/Rapport nr. 121027SI-RIG-RAP-00003.

NGI (2015) «Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter». Veileder for Miljødirektoratet. M310-215.

NIBIO (2015). "Ny Rv4 Gran grense – Jaren. Miljøovervåking i Vigga, status 1.november 2015". Rapport.

Santos SH (2014) «Potential mobility of radionuclides and trace elements in betdrock materials in the deposition area at the tunnel construction site Rv 4 Gran, Hadeland ». Master thesis, Norwegian University of Life Sciences, Ås.

Skipperud L, Alvarenga E, Lind O.Chr, Teien H-Chr, Tollefsen KE, Salbu B, Wærstad FM (2016) «Effekter og miljørisiko knyttet til inngrep i områder med sulfidrike mineraler». Rapport frå CERAD-NMBU til NORWAT. Statens vegvesens rapportar nr. 651.

Sloreby E (2005) «Fjellkontrollboringar». Interne notat - Statens vegvesen.

Sørli M (2015). «Utvikling av vannkvalitet i en innsjø med ulike påvirkningsfaktorer studert ved sedimentanalyser - med eksempel fra Jarenvatnet med hovedfokus på biologiske analyser». Master thesis, Norwegian University of Life Sciences, Ås,

Terefe D (2016) «Swelling properties of Alum Shale as a function of its mineralogy». Master thesis, Department of Geosciencess, University of Oslo.

GRUNNFRYSING FOR FRØHVELVET PÅ SVALBARD

Artificial ground freezing for the Svalbard Global Seed Vault

Anne-Lise Berggren, Prosjektleder, Geofrost AS

Rainer-Helge Braun, Prosjektleder, Statsbygg

SAMMENDRAG

Statsbygg rehabiliterer Svalbard globale frøhvelv samtidig som de bygger nytt servicebygg. Geofrost utfører grunnfrysingen, for både å lage en vanntett barriere og stabilisere den 26 m dype byggegropen. Dimensjonering er utført av Geofrost, basert på utførte laboratorieforsøk på innbygde prøver. Det vil bli utført kjerneboring og sammenlignende forsøk på uforstyrrede frosne prøver.

Energiforbruket for frysingen er lavere enn for produksjonen av stålet til en sammenlignbar spuntvegg. I forhold til utslipp av CO2-ekvivalenter er grunnfrysingsmetoden svært fordelaktig sammenlignet med metoder basert på stål og/eller betong.

SUMMARY

The Svalbard Global Seed Vault is renovated in the same project as a new service building is constructed outside the Vault. Geofrost is executing the ground freezing works, both for establishing a waterproof barrier against rain and melting water coming down the hillside and for stabilizing the walls of the 26 m deep construction pit. Design of the frozen structure is carried out by Geofrost, based on executed laboratory tests on samples compacted and frozen artificially. Geofrost will take undisturbed samples of the frozen structure and will then perform tests to compare with the previous ones.

The slope is covered with talus material consisting of: stones of all sizes, gravel, sand, silt and some clay. Rock consists of shale and sandstone layers. The ground water level is running at surface.

Energy consumption for ground freezing is lower than for the production of steel to a comparable sheet pile wall. Regarding the CO2 equivalents, the ground freezing method is favorable compared to stabilizing methods based on steel or concrete.

INNLEDNING

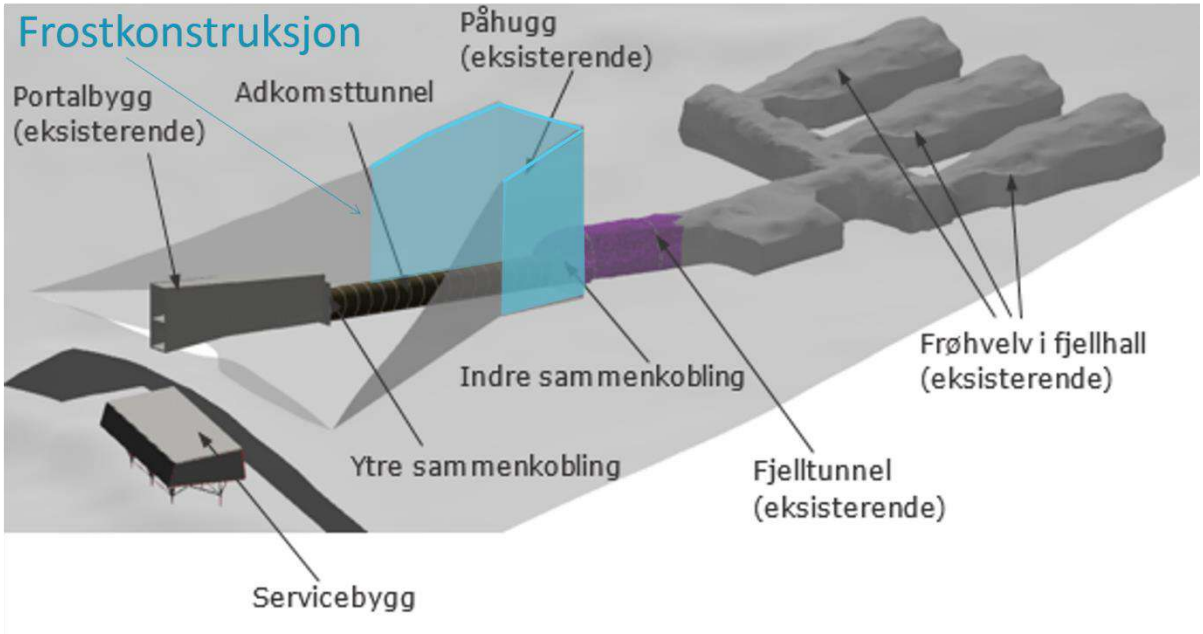
I permafrosten, 1300 kilometer nord for polarsirkelen, ligger verdens største sikkerhetslager for frø. Hit sendes kasser med frø fra hele kloden, for trygg og sikker langtidslagring i kalde og tørre fjellhaller. Målet med frøhvelvet er å bevare den store genetiske variasjonen innen verdens matplanter. (Internett, Landbruks- og matdepartementet)

Frøhvelvet ligger rett syd for Longyearbyen flyplass og ble offisielt åpnet i 2008.

Anlegget har hatt driftsproblemer med vanninntrengning ettersom permafrosten ikke reetablerte seg etter bygging.

Adkomsttunnelen mellom portalbygget og fjelltunnelen til hallene trengte utbedring og byttes nå ut. Samtidig bygges det et nytt servicebygg på utsiden som også skal inneholde de tekniske installasjonene.

Byggherren, Statsbygg, har inngått fire kontrakter for gjennomføring av prosjektet: En for boring for fryserør med Anleggsdrift AS, en for grunnfrysing med Geofrost AS, en for øvrige arbeider med Betonmast Hæhre Anlegg AS og en for prosjektering med Dr. techn. Olav Olsen AS med flere underleverandører, deriblant NGI på ingeniørgeologi og Instanes AS på geoteknikk. Frostkonstruksjonen ble derimot prosjektert av Geofrost AS.



Figur 1 Frøhvelvanlegget. Frostveggen er vist i blått. (modifisert etter Statsbygg).

FORMÅL MED GRUNNFRYSINGEN

I fase 1 skal veggene i byggegropens indre del stabiliseres med frysing og det skal tilstrebes å hindre at regnvann og smeltevann renner inn i byggegropen gjennom grunnen (se Fig. 1).

I fase 2 skal tilbakefylte masser fryses ned for å reetablere permafrost i byggegropsområdet.

GRUNNFORHOLD

Figur 2 Skråningen ovenfor Frøhvelvet. (Foto Multiconsult)

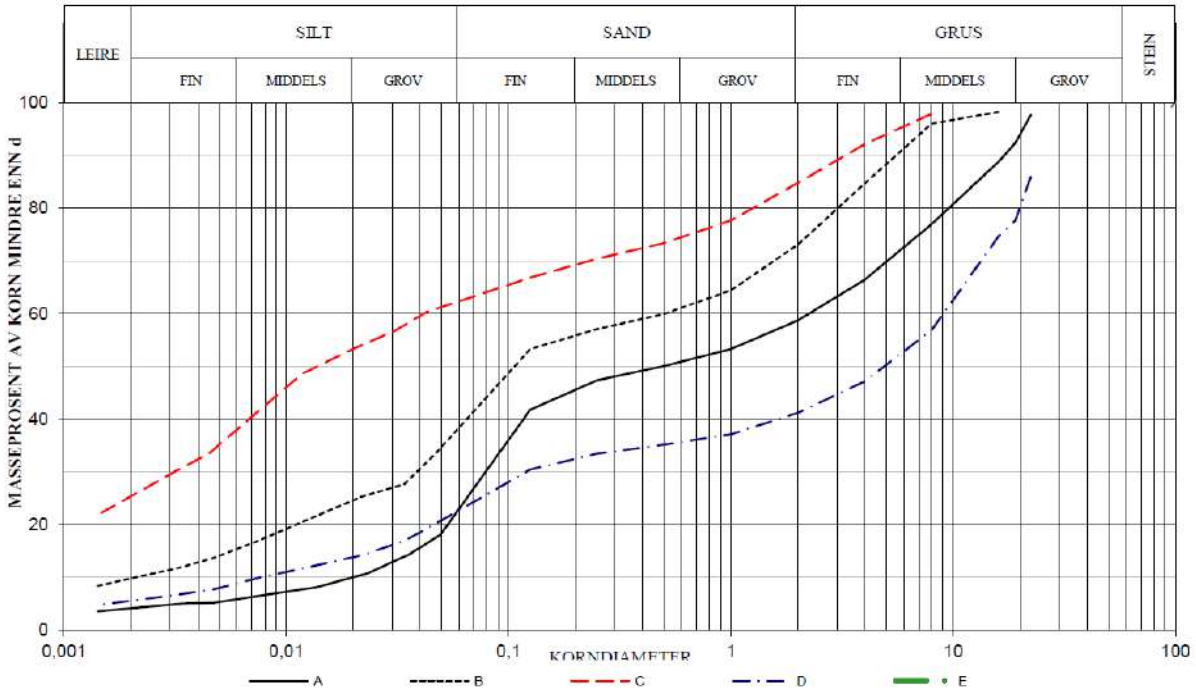
Skråningen overfor Frøhvelvet vender mot nord og er preget av ur med lite vegetasjon. Terrenghelningen i byggegropområdet er omtrent 1:4 og i skråningen ovenfor ca. 1:2,5.

Løsmassemektigheten er angitt å variere mellom 2 m og 7 m, og øke nedover mot portalbygget. Grunnen er grusig, sandig, siltig og til dels leirig, med vanninnhold på 10-15 %. Det aktive lagets tykkelse er antatt å være mellom 1 m og 2 m. (Multiconsult 2016.)

Grunnvannstand er rapportert å stå i terreng. Vi antar det relativt lave vanninnholdet skyldes det høye grus-/steininnholdet. Vann forekommer også som islag, med en mektighet på 0,5 m til 2,0 m. Ved Multiconsults feltundersøkelse kunne det høres at vannet sildret i grunnen (Multiconsult 2016). Muligens er det drenskanaler dypere ned i massene enn dybden på det aktive laget.

Bergoverflaten faller omtrent som terrengoverflaten, noen steder brattere. Berget består av vekslende lag med leirskifer og sandstein, og er dels forvitret, oppsprukket og løst.

Den geotekniske rapporten til Multiconsult (2016) var basert på totalsonderinger, prøveserier med skovl samt en prøveserie av borkaks.



Figur 3 Eksempel kornfordelingskurver (prøvehull 15, Multiconsult 2016)

TRANSPORT OG RIGG

Vinterstid går båt til Svalbard ca. en gang i måneden, forutsatt at fjorden er isfri. Kuldeanlegg og utstyr som skulle fraktes til Longyearbyen, måtte derfor sendes i november for å være på plass til oppstart på prosjektet i januar.

Kuldeanlegget ble satt på 4 stålrør for å sikre stabilitet også når det aktive laget ville tine i sommerhalvåret.

BORING OG MONTERING

Det ble boret med foringsrør gjennom løsmasser og inn i berg. Videre ble det boret med fjellkrone. Fryserørene ble produsert på stedet og heist ned i foringsrørene. Det ble lagt ut en hovedrørgate fra kuldeanlegget og opp rundt byggegropskanten.

FRYSING OG GRAVING

Grunnfrysingen utføres med indirekte kjøling der saltlake basert på $CaCl_2$ og vann sirkulerer i lukkede kretser, og ikke inneholder noen giftstoffer. Laken varmeveksler med ammoniakk inne i kuldeanlegget som er bygget som et maskinrom. Ammoniakk er et naturlig stoff som ikke bidrar til drivhuseffekten. Kuldeanlegget er drevet med elektrisk kraft, og nedfrysingen startet 24. mars 2018.

Utgravingen startet med fjerning av snø. Frostkonstruksjonen har vist seg å være helt tett. Det har ikke rent noe vann gjennom frostkonstruksjonen.

Figur 4 Frostkonstruksjoner egner seg ypperlig i masser som ville være vanskelig å spunte i.

Figur 5 Byggegropen sett mot syd, 26 m dyp. Portalbygg til venstre og tunnelinngangen midt på bildet. Pil viser tilførsel til midlertidig kjøling.

VEDLIKEHOLDSFRYSING AV FRØHVELVET

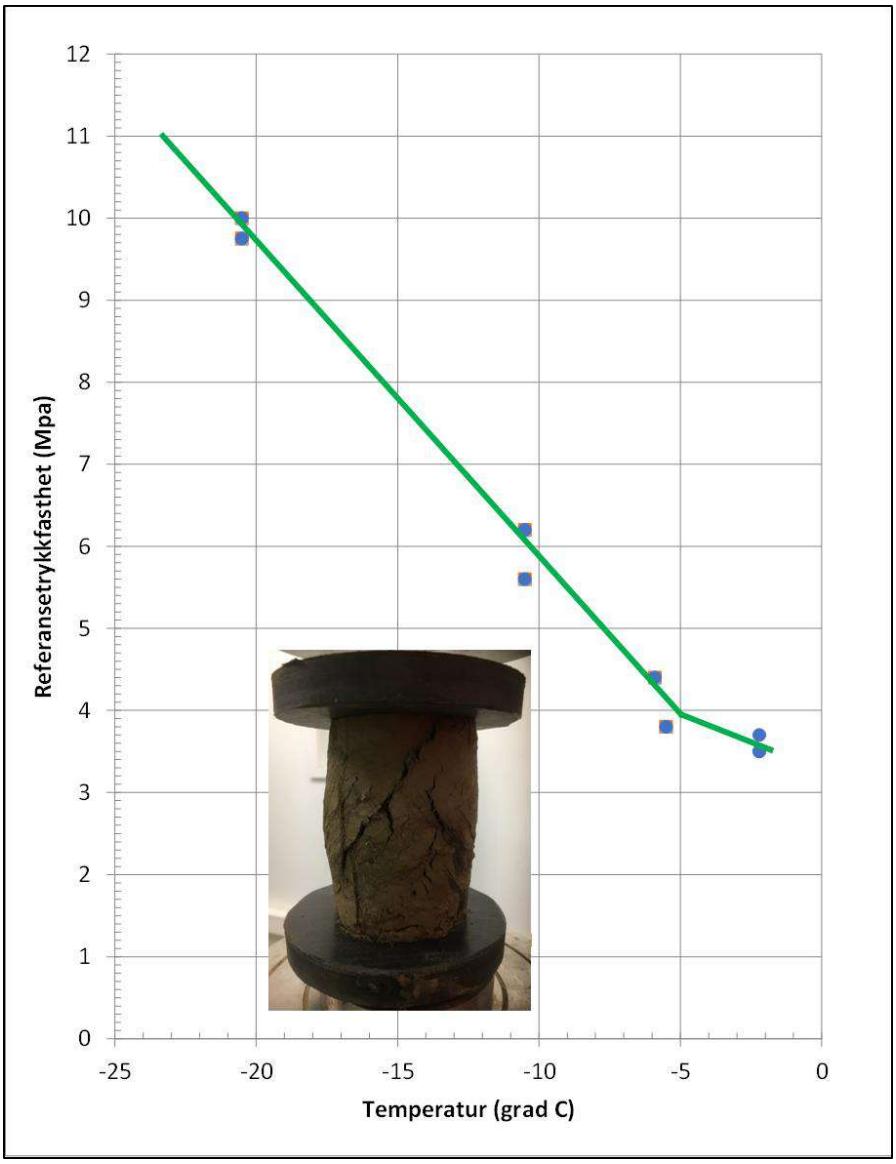
I forbindelse med nytt teknisk utstyr, ble eksisterende kjølesystem demontert. Geofrost har som en ekstraoppgave å vedlikeholdsfryse Frøhvelvet. Slanger til dette formål sees på Figur 5.

REETABLERING AV PERMAFROST

Når byggegropen fylles tilbake skal det legges inn to lag med fryserør, for å sikre rask reetablering av permafrost over byggegropen.

PRØVETAKING OG LAB

I forbindelse med dimensjoneringen ble det tatt prøver ved at en gravemaskin meislet ut frosne klumper. Disse ble så tint i tett pose. Steiner ble plukket ut og tint masse ble bygget inn i form og frosset ned. Det ble så kjørt enaksiale trykkforsøk som grunnlag for dimensjonering av frostkonstruksjonen.

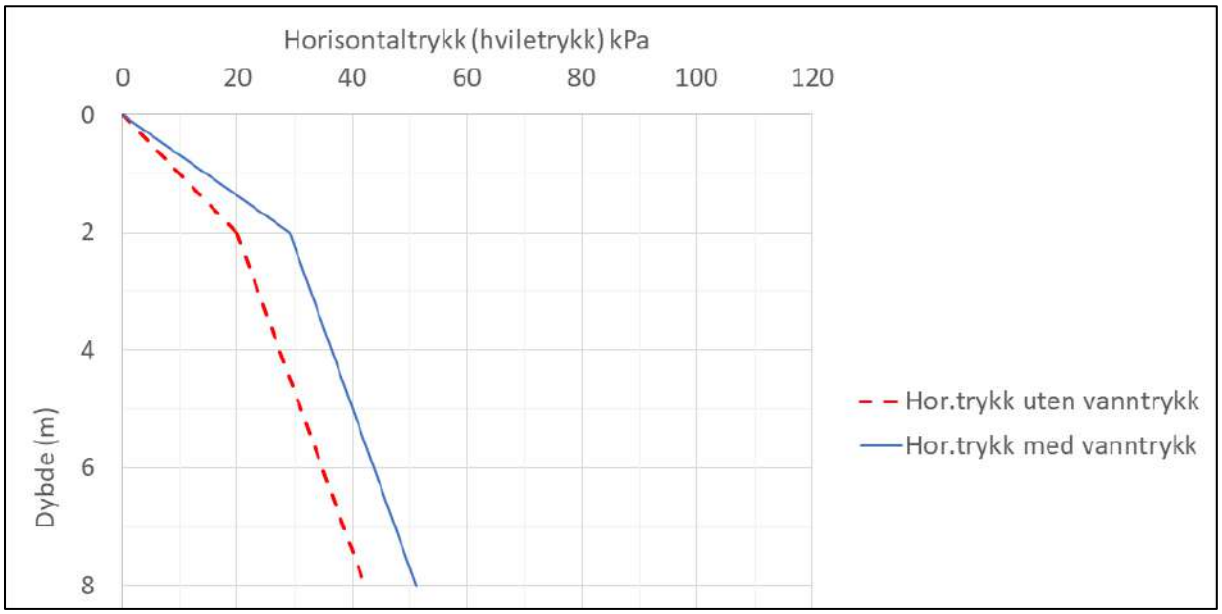


Figur 6 Enaksial referansetrykkstyrke som funksjon av temperatur, på kunstig innbygde prøver med naturlig vanninnhold. Innfelt:Prøve etter utført trykkforsøk.

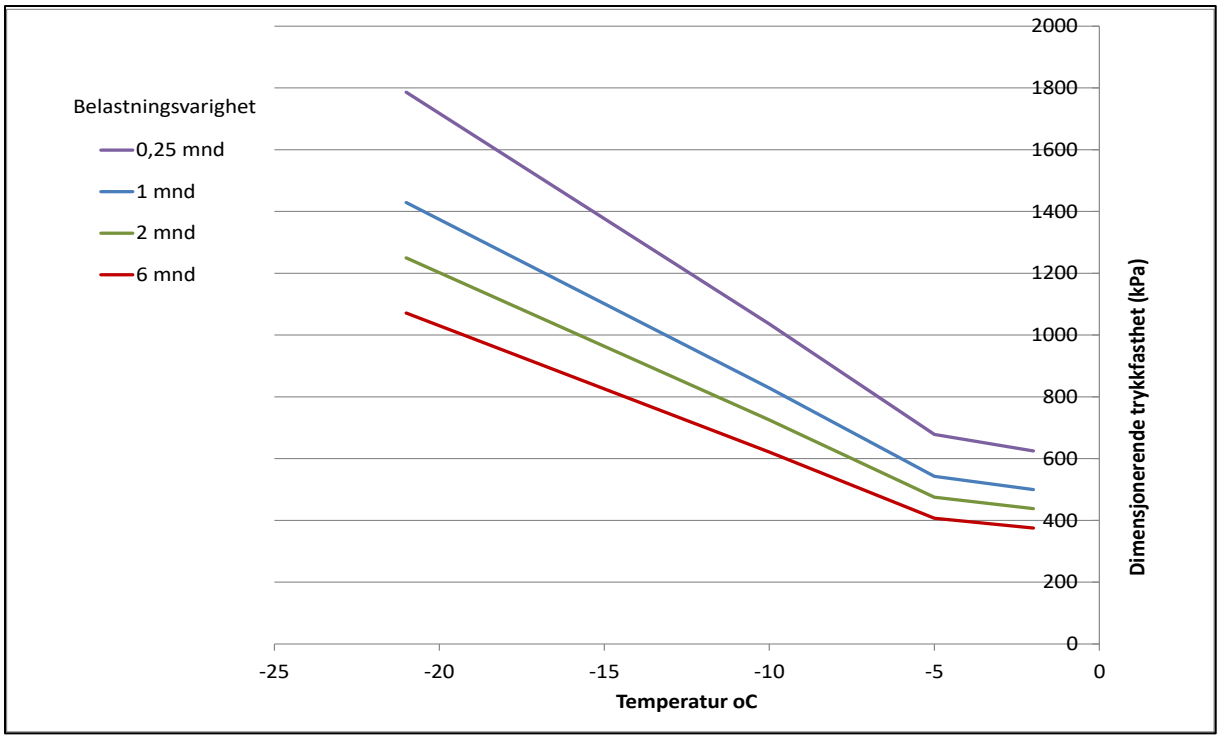
Geofrost er nå i ferd med å utvikle prøvetakingsmetode for uforstyrret prøvetaking av frosne masser som også inneholder stein, og et eget laboratorium for forsøkskjøring på både frosne og ufrosne prøver. Det vil bli gjort forsøk på de uforstyrrede prøvene for sammenligning med de som ble kunstig innbygget.

DIMENSJONERING OG KONTROLL

Det var et spørsmål om hvor dypt det var tint i det området frostkonstruksjonen skulle stå og hvilke laster konstruksjonen skulle dimensjoneres for. Det ble antatt at det kunne bygge seg opp et visst vanntrykk mot veggen i syd, men at dette ikke ville være tilfelle i øst og vest.



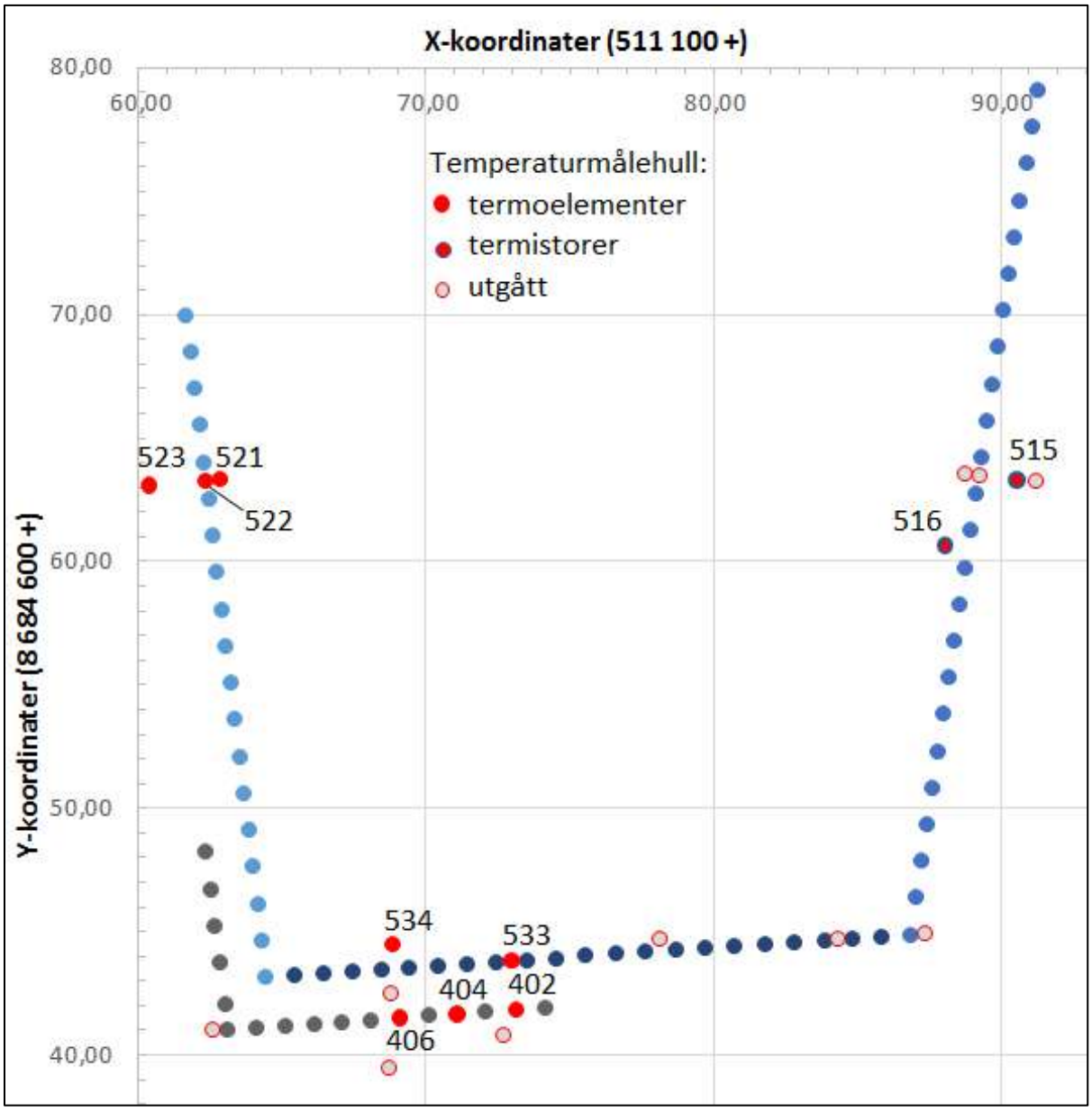
Figur 7 Dimensjonerende jordtrykk (Instanes 2018).



Figur 8 Dimensjonerende trykkstyrke av det frosne materialet, avhengig av temperatur og belastningsvarighet.

BORPLAN MED TEMPERATURKONTROLLPUNKTER

Borplan ble utarbeidet for å holde vann ute fra byggegropen. En ekstra rad ble derfor satt i det hjørnet der man forventet at den største varmebelastningen ville komme med strømmende vann i vårløsningen. Fryserørene går ned til bunn av byggegropen for å sikre at det ikke skal lekke vann gjennom eventuelle kanaler dypere ned i grunnen, og for å tåle sommersolen som skinner inn i gropa hele døgnet.



Figur 9 Borplan for fryserør (blå og grå) og temperaturmålepunkt (rød).

For kontroll av frostkonstruksjonens utbredelse er det installert temperaturfølere i grunnen, både på innsiden og utsiden av frostkonstruksjonen.

ENERGIFORBRUK OG CO2-EKVIVALENTER

Frostveggen utgjør 2 000 m^2, har et gjennomsnittlig energiforbruk på ca. 220 MWh/mnd og det har gått med 15 tonn stål til foringsrør.

For spunt ligger antall kg stål/m^2 vegg på 70 til over 300, avhengig av spunttype, antall stag og putedimensjon, slik at for en 2 000 m^2 spuntgrop går det med 140 til 600 tonn stål, 125-585 tonn mer enn til frysing. Med 10,5 MWh/tonn stål, må det fryses fra 6 mnd til godt over 2 år for at energiforbruket skal bli like stort som for fremstilling av stålet til en tilsvarende spuntvegg.

Norsk strøm på fastlandet har et utslipp på 0.05 kg CO2eq/kWh, mens stål har 2 230 kg CO2eq/tonn. For at frysing skal gi samme utslipp av CO2-ekvivalenter, så må det fryses over 2 år for den letteste spunten uten stag og nærmere 10 år for den tyngste.

Tilsvarende kan det gjøres sammenlikninger for løsninger basert på betong. For en 1 m tykk uarmert betongvegg må det fryses over 6 år for å gi samme utslipp av CO_2-ekvivalenter. Nødvendig armering vil forlenge denne likevektstiden.

KILDER

Internett, Landbruks- og matdepartementet

Multiconsult AS, 2016-11-11, «Grunnundersøkelse Frølageret»

Instanes AS, 2018-05-07, korrespondanse.

Figur 10 Oversikt over anleggsplassen i september. (Foto: Statsbygg.)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Øyvind Dammyr, Norconsult AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

COMPARISON OF EXISTING PERFORMANCE PREDICTION MODELS FOR HARD ROCK TUNNEL BORING BASED ON DATA COLLECTED AT THE FOLLO LINE PROJECT

Sammenligning av eksisterende prognosemodeller for inndrift i harde bergforhold basert på data fra Follobaneprosjektet

Joakim Navestad Hansen, Ingeniørgeolog, Bane NOR

SUMMARY

Before and during construction of a tunnel project, a correct prediction of penetration rate is important, and the choice of the most accurate prediction model is crucial. To find the most accurate model, the penetration rates are predicted by several models and further compared with the actual penetration rate achieved at the Follo Line Project.

In general, most of the studied performance prediction models show promising results compared to the achieved penetration rate. The NTNU models and the Alpine model turned out to be the most accurate ones. If conservative results are sought for, the MCSM-model and the model by Yagiz show promising results.

As a secondary scope, machine- and geological data are compiled and presented. In addition, sensitivity analyses of the input parameters are performed to determine the most influential parameters, both in reality and in the models. The outcome of these analyses show that the applied cutter thrust, rock mass fracturing and uniaxial compressive strength are the most influential parameters on the penetration rate, both in reality and in the models. To strengthen the accuracy and reliability of the predictions, it is recommended to use more than one prediction model in the calculations.

SAMMENDRAG

Nøyaktig estimering av inndrift er viktig både før og under bygging av et tunnelprosjekt, og i så måte er det avgjørende å velge den mest presise estimeringsmodellen. Hovedformålet med denne oppgaven er derfor å finne den mest presise estimeringsmodellen for inndrift basert på data samlet på Follobaneprosjektet. Dette har blitt gjort ved å sammenligne estimert inndrift fra flere inndriftsmodeller med den faktisk oppnådde inndriften på Follobaneprosjektet.

Generelt viser de fleste inndriftsmodellene i denne studien lovende resultater i forhold til den oppnådde inndriften på Follobanen. Begge NTNU modellene og Alpine-modellen viste seg imidlertid å være de mest nøyaktige. Hvis konservative resultater er ønskelig, viser MCSM-modellen og Yagiz sin modell lovende resultater.

Ett av sekundærformålene med oppgaven var å fastslå de mest innflytelsesrike input-parameterne, både i forhold til oppnådd og estimert inndrift. I den sammenheng har det blitt utført en følsomhetsanalyse av de forskjellige parameterne. Utfallet av denne analysen viste at benyttet matekraft, oppsprekkingsgrad og trykkfasthet var de mest innflytelsesrike parameterne som påvirket inndriften. Dette gjelder både i forhold til oppnådd og estimert inndrift. For å styrke troverdigheten og nøyaktigheten til inndriftsestimeringen, anbefales det å benytte mer enn én inndriftsmodell i beregningene.

BACKGROUND

This article is based upon a master`s thesis with the same title written by the author. The thesis was written at the Department of Geoscience and Petroleum, the Norwegian University of Science and Technology (NTNU). The study has been carried out during the fall of 2017 and spring of 2018 at the Follo Line Project and is written in cooperation with Bane NOR. Supervisors at this thesis have been Eivind Grøv (NTNU) and Fredrikke Sofia Grønlund Syversen (Bane NOR).

This article points out the main objectives and their related conclusions from the thesis. For a more detailed description, it is recommended to read the master`s thesis in its original version.

INTRODUCTION

The development of underground infrastructure has increased significantly during recent decades and the great demand of infrastructure projects is expected to continue to increase in the future. The need to excavate deeper and longer, especially in urban areas, is continuously growing, and building tunnels using tunnel boring machines (TBM) is an important method employed by the tunneling industry.

Using TBMs as an excavation method leads to high investments and geological risks. Therefore, accurate performance predictions are of major importance in order to control risk and avoid delays. Several performance prediction models are made to calculate penetration rates and cutter consumptions. The various models require different input parameters, including both geological- and machine related parameters. As output, the net penetration is predicted. Some of these prediction models are based on empirical data while others are numerical or analytical models (Macias, 2016).

Purpose

The overall purpose of this thesis is to compare existing performance prediction models with the aim of finding a superior model for hard rock tunnel boring based on data collected from a selected tunnel section at the Follo Line Project. Both geological- and machine related data will be gathered to provide a good basis for all the prediction models. By comparing the predicted penetration rates towards the actual penetration rates achieved at the project, the accuracy of each performance prediction model can be determined.

Some secondary objectives are established, listed in the following:

- To compile information about the geology in the project area. The information is compiled in templates and include information about rock mass fracturing, Q-values and laboratory test results.
- To gather machine data connected to the performance, including weighted average values of cutter thrust, cutterhead velocity (RPM) and net penetration rate (NPR).
- To determine the most influential parameters, both related to the achieved NPR and the predicted NPR. In that context, a sensitivity analysis will be performed.

Table 1 presents the prediction models investigated in this thesis.

Table 1: *Performance prediction models investigated in this thesis.*

Performance prediction model	Reference
NTNU model	Bruland (2000)
Modified NTNU model	Macias (2016)
CSM model	Rostami (1997)
MCSM model	Yagiz (2002)
Gehring model	Gehring (1995)
Alpine model	Wilfing (2016)
Q_{tbm} model	Barton (2000)
Model by Yagiz	Yagiz (2008)
Model by Hassanpour et al.	Hassanpour et al. (2011)
Model by Farrokh et al.	Farrokh et al. (2012)

Project description

The Follo Line Project is currently the largest onshore infrastructure project in Norway and will be the longest railway tunnel in Scandinavia when it opens in 2021. The Follo Line stretches between the cities of Oslo and Ski and will reduce the travelling time from 22 to 11 minutes (Figure 1). The project is owned by Bane NOR, and the contractor is a joint venture of Acciona and Ghella (AGJV).

22 km of railway tracks are being built in two separate tunnels with a length of 20 km each, making a total excavation length of more than 40 km tunnel. Close to the cities, the tunnel is mainly excavated by drill and blast (D&B). In sensitive areas, mechanical splitting (D&S) is used as an excavation method. The rest of the tunnel is excavated by four TBMs. Figure 2.7 shows where the different excavation methods are used at the Follo Line Project.

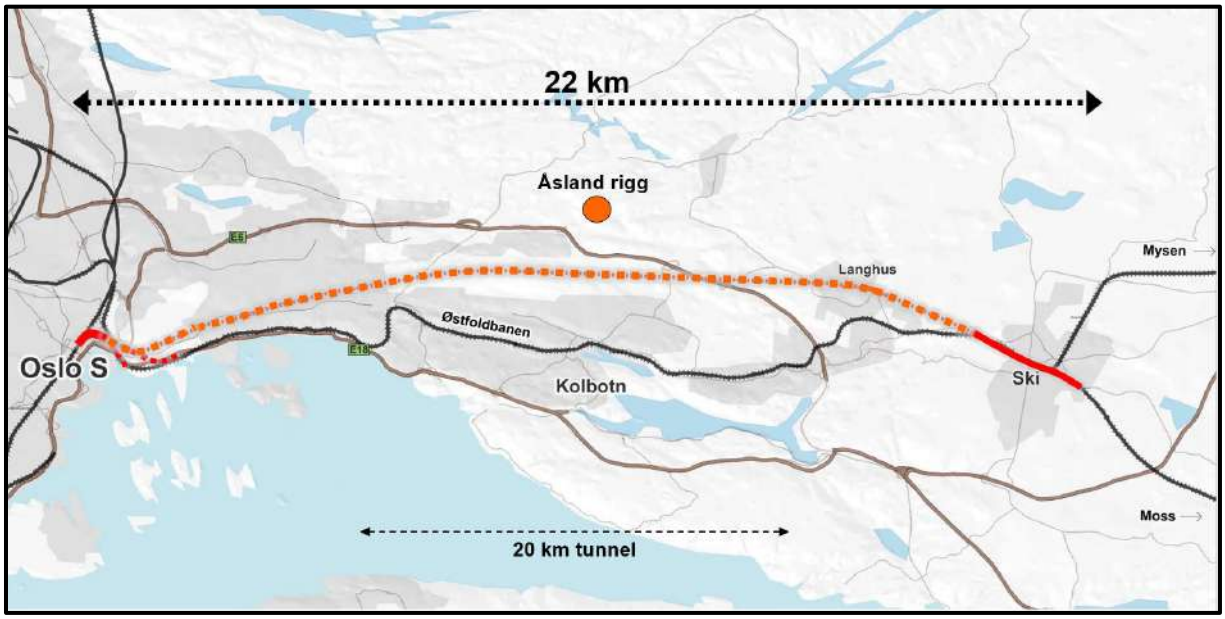


Figure 1: *Excavation methods. The red and orange line displays the Follo Line. The red, solid lines illustrate the parts excavated by blasting and splitting, while the orange dotted line shows the part that will be excavated by TBMs. Notice the orange dot, illustrating where the main rig area is located (Bane NOR, 2018a).*

METHODOLOGY

Literature studies and Personal Communication

Before starting to carry out results, a literature study was performed. The aim of this literature study was to obtain detailed knowledge about all the models, as well as information about tunnel boring in general. Excavation of tunnels with TBMs in Norway have in recent times been quite rare. Therefore, it was necessary to obtain a good insight in the different aspects of such a big project in order to carry out reasonable results.

The literature studies have mainly been focused on existing articles from previous projects, such as The Ulriken tunnel project, the Røssåga tunnel project and the Koralm tunnel project. The main sources for the NTNU models, the MCSM model, the Alpine model and the Q_{tbm} model have been used to gather information about these models. For the remaining models, journals, articles and websites have been of great help.

In addition to the literature studies, personal communication with workers at the Åsland site has been performed. The workers are key people in the project and possess knowledge of different topics.

Field work

Most of the geological data originate from mappings performed by Bane NORs geologists on site. In addition, the author has had the opportunity to perform own mappings during the period from August 2017 to April 2018, which consisted of the following mappings:

- Face mappings.
- Cross-passage mappings.
- Mapping in escape tunnels.
- Optical Teleview (OTV) inspections.

The back-mapping of the rock mass fracturing is on the Follo Line Project (EPC TBM) performed with optical televiewing (OTV). OTV is being used as a back-mapping method mainly because of double shielded and closed TBMs used at the project, which makes it impossible to perform a continuous mapping along the tunnel in a traditional way. For instance, this is important to establish a rock mass fracturing factor ($k_{s\text{-}tot}$). In addition, other values like RQD and Q-values can be found with this method. This is especially helpful in tunnel sections where cross-passages are missing.

An optical televiewer (OTV), also called an optical borehole imager, is according to Williams & Johnsen (2004) a tool used to generate a “continuous oriented 360 degrees image of the walls inside a predrilled borehole”. To obtain information on geological conditions ahead of the TBM drive, continuous probe drilling is performed. The probe holes are normally drilled to a length of about 40 meters, with an overlap of approximately 10 meters. While these probe holes are drilled, measurement while drilling (MWD) are carried out. MWD data mainly gives information about weakness zones and water seepages, and is not suited for detailed fracture mapping. The instrument for televiewing has a compass and a gyro to keep track of borehole orientation. The result is a high-resolution picture where fractures and lithology can be mapped in detail (Bane NOR, 2018b).

Figure 2 illustrates how it looks like when investigating in the different locations. Figure 3 shows a high-resolution picture generated from the OTV with mapped fractures.

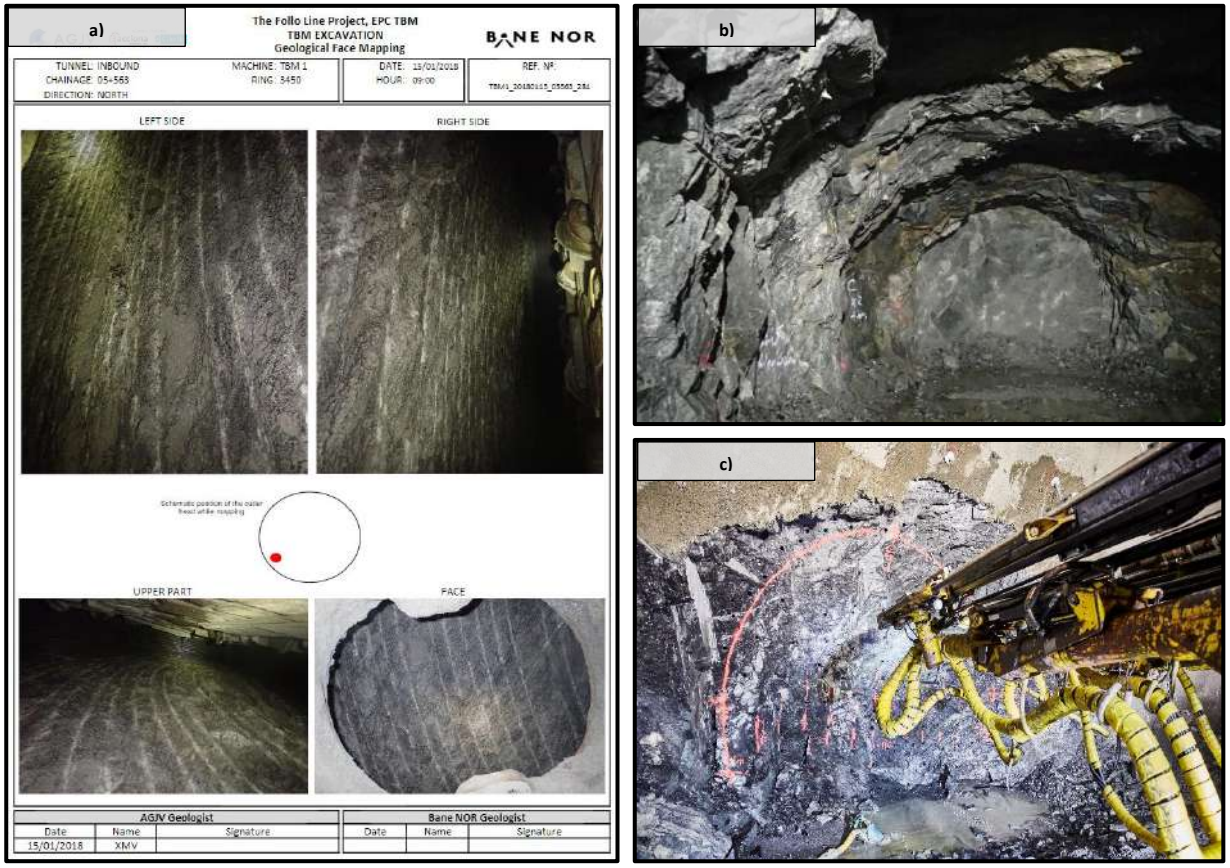


Figure 2: *Face inspection. a) Rock face mapping report provided by geologists from contractor and company (15.01.2018). b) Inspection in cross-passage. C) Inspection in escape tunnel.*

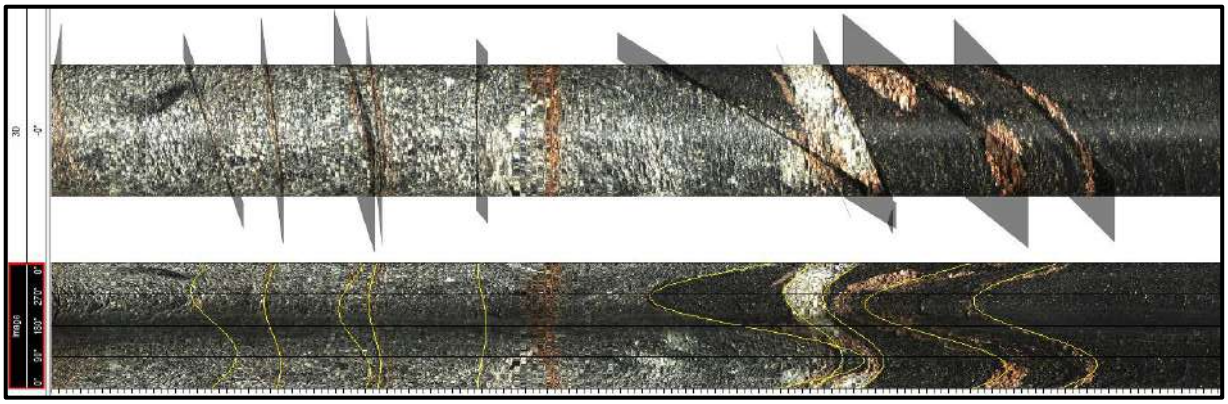


Figure 3: *High-resolution picture of probe drilled borehole generated from an optical televiewer (OTV). The fractures are mapped in WellCAD.*

In addition to the field work, there has been performed several laboratory tests at SINTEF's laboratory. Rock samples have been collected perpendicular to the tunnel alignment with a 250 meter interval and tested at the laboratory. The parameters tested are:

- Drilling Rate Index (DRI).
- Cutter Life Index (CLI).
- Uniaxial Compressive Strength (USC).
- Brittleness Value (S_{20})
- Density
- Mineralogical composition.

Machine data

In order to compare the calculated results with the actual situation, the machine data has to be acquired and systemized. The machine data include both how the machines operate and how they perform. The TBMs at the Follo Line Project have an electronic data logging system (PROCON II), where several sensors record various parameters every 10th second. Downloaded machine parameters are listed in Table 2.

Table 2: *Parameters downloaded from the software (PROCON II).*

Parameter	Data type	Unit
Date and time	Supplementary data	
Stroke length	Supplementary data	mm
Penetration rate	Performance data	mm/rev
Advance speed	Performance data	mm/min
Cutterhead velocity (RPM)	Performance data	rev/min
Torque	Supplementary data	kNm
Boring time	Supplementary data	h
Ring build time	Supplementary data	h
Chainage	Supplementary data	m
Remaining excavation	Supplementary data	m
Thrust	Performance data	kN

After downloading machine data for the relevant tunnel chainages, the raw data was processed. The main reason for processing data is to filter and then calculate the average values for the relevant machine performance parameters. Filtration is important in order to exclude data recordings that not represent an excavation phase (e.g. cutter inspections or other delays). The data logging system records 24/7. The following filtering criteria have been set:

1. *Removal of penetration rates (mm/rev) that equal "0".*
2. *Removal of cutter thrusts (kN/cutter) smaller or similar to "100".*

These criteria are set by investigating the machine data behavior. A more detailed investigation in order to draw a conclusion is needed. A general recommendation is to use such filtering criterion with caution.

Frictional drag

Based on a drag test performed at the inbound north tunnel, BN arrived at the following: *Static front shield friction (6 400 kN) x Dynamic factor (0.5) = TBM shield drag 3 200 kN*. The net thrust is defined as where the frictional forces are subtracted from the gross thrust.

RESULTS

Comparison between predicted and achieved NPR

The main objective of the thesis is to determine the accuracy of the performance prediction models in order to find the most suitable prediction model at the Follo Line Project. To meet this objective, the predicted NPR for each model has been compared to the achieved NPR for the complete 4.5 km of tunnel. The achieved NPR for this tunnel section was 1.92 m/h. Figure 4 and 5 shows model results compared to achieved penetration rate using both gross and net thrust values.

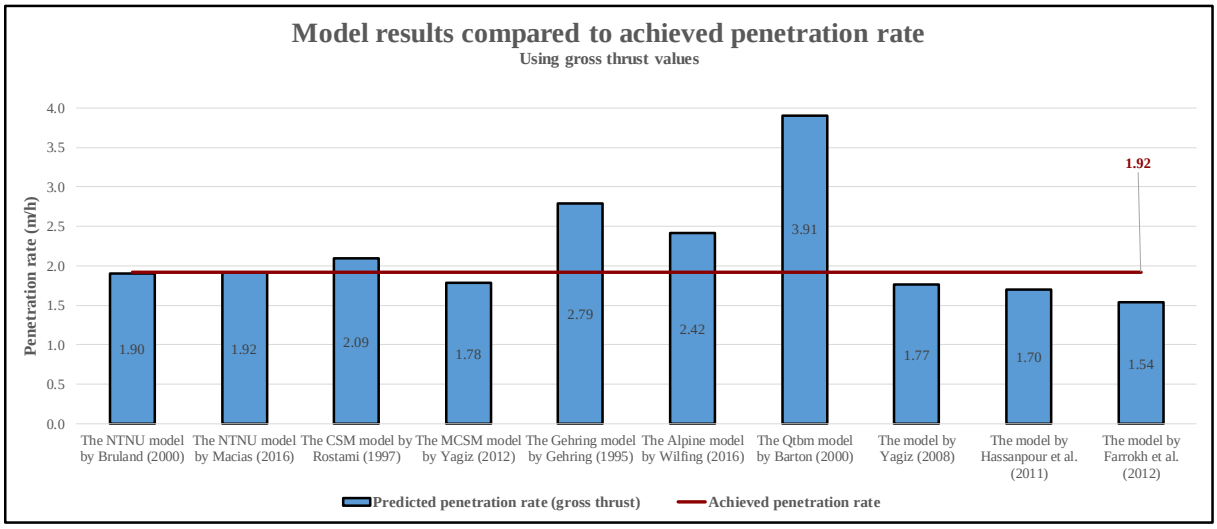


Figure 4: *Comparison between predicted penetration rates (using gross thrust) and achieved penetration rate.*

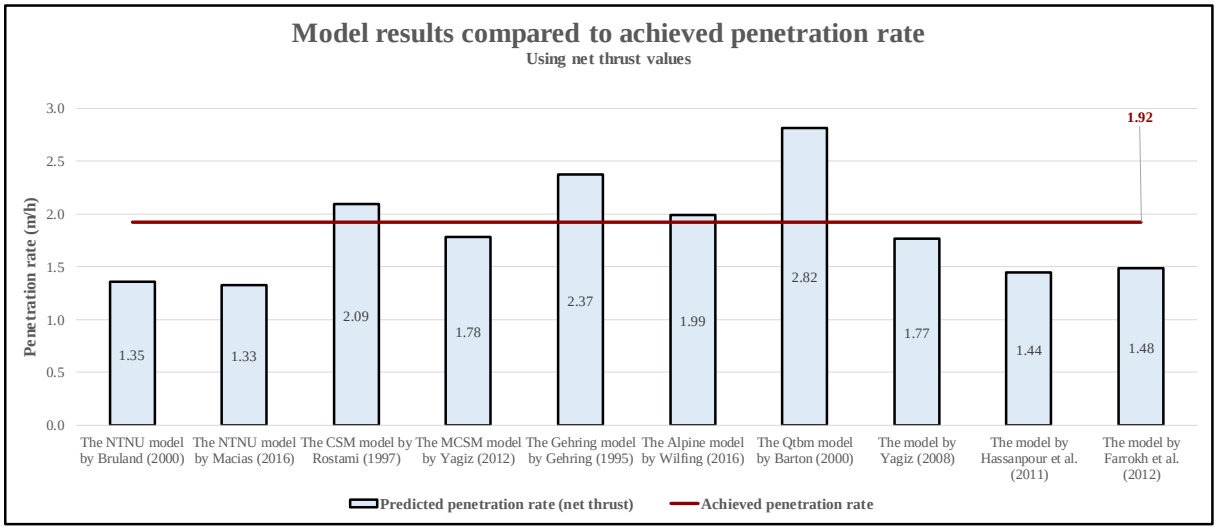


Figure 5: *Comparison between predicted penetration rates (using net thrust) and achieved penetration rate.*

Almost all the models have stated what type of input thrust value they use. However, two of the models, the Q_{tbm} model and the model by Farrokh et al., have not stated whether they use gross or net thrust. For these two models, the net thrust values have been used, because net is the theoretical most correct approach. All deviations between predicted and achieved penetration rates by using the model's related thrust input are presented in Table 3.

Table 3: *Deviations between predicted and achieved penetration rates. The red numbers represent values below achieved NPR, and the green values represent values above the achieved NPR.*

Performance prediction model	Applied cutter thrust value input	Deviation from achieved NPR
NTNU model	Gross	1.05 %
Modified NTNU model	Gross	0.00 %
CSM model	Not included	8.85%
MCSM model	Not included	7.87%
Gehring model	Net	23.44 %
Alpine model	Net	3.65 %
Q_{tbm} model	Not stated (net)	46.88 %
Model by Yagiz	Not included	8.48 %
Model by Hassanpour et al.	Net	33.33 %
Model by Farrokh et al.	Not stated (net)	29.73 %

The models that predict the closest NPR compared to the achieved NPR are both the original and the modified version of the NTNU model, as well as the Alpine model. In theory, the NTNU model calculates conservative results (~10% below the achieved NPR). Thus, the NTNU model predict too high penetration rates, and the Alpine model is the most accurate. The MCSM-model and the model by Yagiz show promising results if conservative results are sought for.

Due to the results presented in the next subchapter, it is expected that the models including cutter thrust, fracture information and rock mass strength as input parameters give the most accurate results. Both the NTNU model, the Alpine model, the CSM model and the MCSM model do so.

Influential parameters

Parameters influencing the achieved NPR

The applied cutter thrust, the rock mass fracturing and the uniaxial compressive strength are the most influential parameters based on comparisons with the achieved NPR. Other parameters, like RPM, DRI, CLI, quartz content etc. show low influence. The two most influential parameters are presented in Figures 6 and 7.

Parameters influencing the predicted NPR

A sensitivity analysis has been performed for all the prediction models in order to detect which parameters that are influencing the predicted NPR the most. Back calculations give a percentage of how much the parameters need to be changed in order to get a correlation where the predicted and the achieved NPR coincides. As expected, the same parameters are most influential both compared to achieved and predicted NPR. Figure 8 and 9 illustrate the results from the sensitivity analyses.

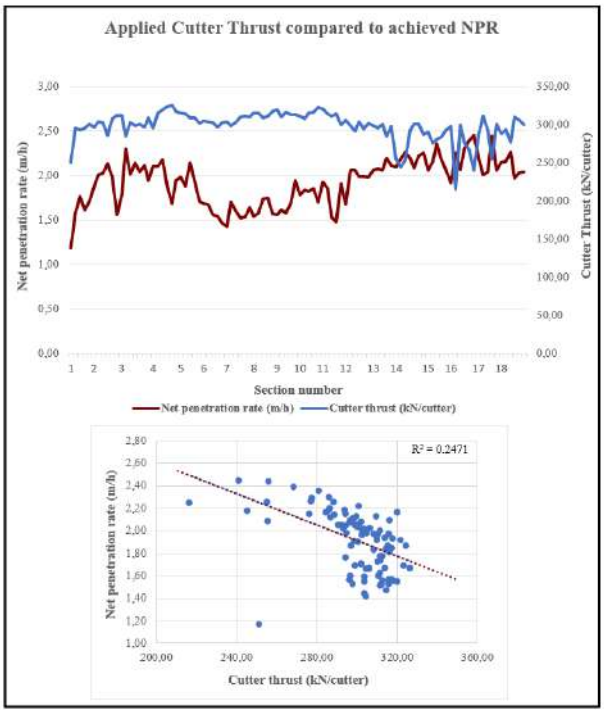


Figure 6 - *Relationship between applied cutter thrust and achieved net penetration rate.*

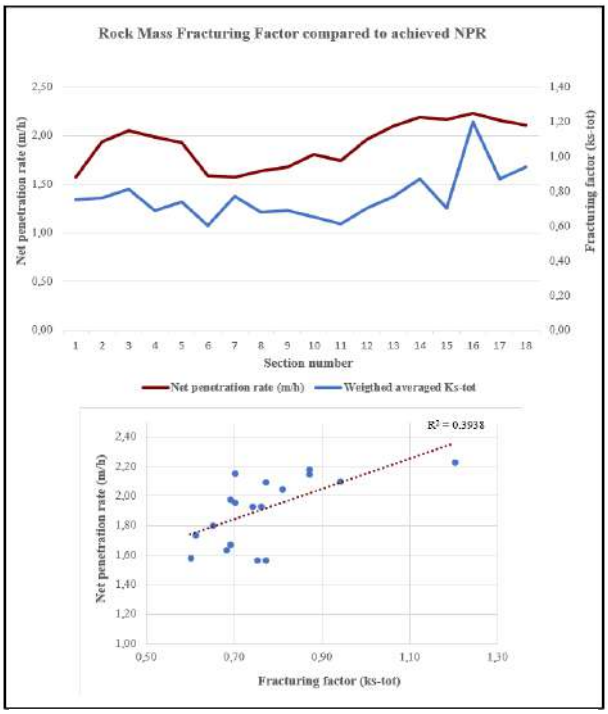


Figure 7 - *Relationship between rock mass fracturing factor and achieved net penetration rate.*

Gross values

Parameter increase
Parameter decrease

	Machine parameters		Geological parameters										
	Thrust (kN/cutter)	RPM (rev/min)	UCS (MPa)	BTS (MPa)	Total fracturing factor (ks-tot)	Factor for rock mass fracturing, k2	Fracture spacing (mm)	Fracture orientation α (°)	DRI	CLI	Q-value	Density (g/cm3)	RQD (%)
NTNU model by Bruland (2000)	0.44 %	-	-	-	3.90 %	-	-	-	5.51 %	-	-	-	-
NTNU model by Macias (2016)	0.00 %	-	-	-	0.00 %	-	-	-	0.00 %	-	-	-	-
CSM model by Rostami (1997)	-	-	Influential	Influential	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MCSM model by Yagiz (2002)	-	-	16.43 %	-	-	-	403.27 %	107.86 %	-	-	-	-	-
Gehring model by Gehring (1995)	45.00 %	45.00 %	38.87 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Alpine model by Wilfing (2016)	21.49 %	25.75 %	49.08 %	39.01 %	-	49.08 %	-	-	-	-	-	-	-
Q_{sys} model by Barton (2000)	42.68 %	-	>400000 %	-	-	-	-	-	-	3409.80 %	1339.04 %	-	-
Model by Yagiz (2008)	-	-	36.77 %	-	-	-	1095.39 %	124.77 %	-	-	-	21.55 %	-
Model by Hassanpour et al. (2011)	12.99 %	12.98 %	11.13 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.73 %
Model by Farrokh et al. (2012)	82.21 %	24.52 %	50.12 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figure 8: *Parameter influence in each of the models using gross thrust. The values represent the percentage change of the parameter that is needed to make the predicted and achieved NPR the same.*

Net values

Parameter increase
Parameter decrease

	Machine parameters		Geological parameters										
	Thrust (kN/cutter)	RPM (rev/min)	UCS (MPa)	BTS (MPa)	Total fracturing factor (ks-tot)	Factor for rock mass fracturing, k2	Fracture spacing (mm)	Fracture orientation α (°)	DRI	CLI	Q-value	Density (g/cm3)	RQD (%)
NTNU model by Bruland (2000)	18.27 %	-	-	-	59.74 %	-	-	-	59.74 %	-	-	-	-
NTNU model by Macias (2016)	17.93 %	-	-	-	63.01 %	-	-	-	115.33 %	-	-	-	-
CSM model by Rostami (1997)	-	-	Influential	Influential	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MCSM model by Yagiz (2002)	-	-	16.43 %	-	-	-	403.27 %	107.86 %	-	-	-	-	-
Gehring model by Gehring (1995)	23.13 %	23.13 %	20.19 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Alpine model by Wilfing (2016)	3.17 %	3.80 %	7.23 %	6.65 %	-	7.29 %	-	-	-	-	-	-	-
Q_{sys} model by Barton (2000)	21.17 %	-	>4000000 %	-	-	-	-	-	-	582.55 %	322.02 %	-	-
Model by Yagiz (2008)	-	-	36.77 %	-	-	-	1095.39 %	124.77 %	-	-	-	21.55 %	-
Model by Hassanpour et al. (2011)	33.06 %	33.04 %	30.58 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26.17 %
Model by Farrokh et al. (2012)	114.57 %	29.64 %	65.33 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figure 9: *Parameter influence in each of the models using net thrust. The values represent the percentage change of the parameter that is needed to make the predicted and achieved NPR the same.*

Some parameters (e.g. Q- and UCS-values) show lower influence than expected. This is due to the parameter`s internal variation of influence, which can show higher influence with lower values (and opposite). Such exponential relations are exemplified in Figures 10 and 11.

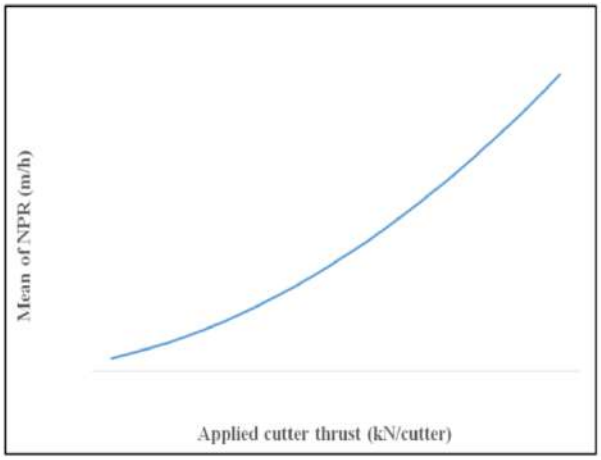


Figure 10: *Relationship between applied cutter thrust and NPR in the NTNU model.*

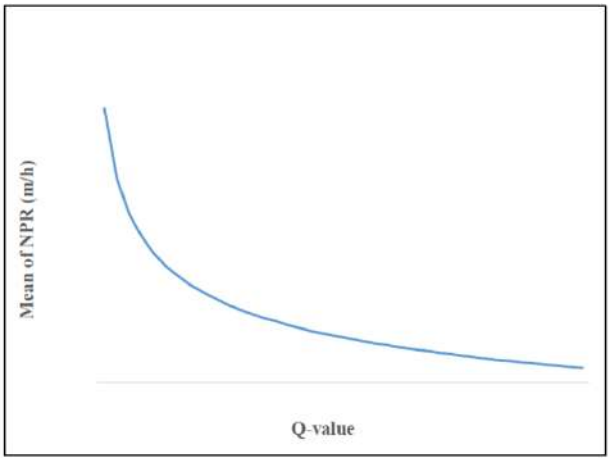


Figure 11: *Relationship between Q-values and NPR in the Q_{tbm} model.*

CONCLUSION

The overall purpose of this thesis was to find the superior performance prediction model based on data collected at the Follo Line Project. This has been done by comparing the predicted results with the actual achieved penetration rate from the first 4.5 km of the outbound north tunnel (TBM 1). In general, most of the performance prediction models show promising results compared to the achieved NPR. The NTNU models and the Alpine model turned out to be the most accurate ones. If conservative results are sought for, the MCSM-model and the model by Yagiz show promising results.

In addition, three secondary objectives have been answered. Two of these was to collect and compile machine- and geological related data. In general, low DRI- and CLI-values, and very high UCS-values are present in the area. Local variations occur, and section 8 stands out with high predicted NPRs in every model. Low RQD- and UCS-values seem to be the explanation.

The third secondary objective was to determine the most influential parameters, both related to the actual achieved NPR and to the predicted NPR. In reality, the applied cutter thrust, the rock mass fracturing and the uniaxial compressive strength are the most influential parameters based on comparisons with the achieved NPR. Based on the sensitivity analyses of the models, the same parameters appear to be the most influential.

Some parameters (e.g. Q- and UCS-values) show lower influence than expected. This is due to the parameter`s internal variation of influence, which shows higher influence with lower values. Therefore, the predictions with the Qtbm model may have been more accurate for lower Q-values. All the models except the CSM-model use information about the fractures as input parameters. The great influence of these parameters is most likely the reason why the CSM-model predicts too high penetration rates.

Accurate predictions are important both before and during construction. To strengthen the accuracy and reliability of the predictions, it is recommended to use more than one prediction model in the calculations. Thus, errors connected to the models will be limited.

All the predictions and findings are project-specific in correlation with the Follo Line Project, and the final results may have been different in projects with other geological conditions.

REFERENCES

Bane NOR. (2018a). Internal notes and reports.

Bane NOR. (2018b). Provided by personnel at site.

Barton, N. (2000). TBM tunnelling in jointed and faulted rock, Rotterdam, A.A. Balkema.

Bruland, A. (2000). Hard rock tunnel boring. PhD, Norwegian University of Science and Technology, Department of Building and Construction Engineering, Trondheim, Norway.

Farrokh, E., Rostami, J. & Laughton, C. (2012). Study of various models for estimation of penetration rate of hard rock TBMs, in Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 30, 110-123

Gehring, K. (1995). Leistungs- und Verschleißprognose im maschinellen Tunnelbau, in Felsbau Magazin, 13

Hassanpour, J., Rostami, J. & Zhao, J. (2011). A new hard rock TBM performance prediction model for project planning, in Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 26, 595-603.

Macias, F. J. (2016). Hard rock tunnel boring: performance predictions and cutter life assessment. PhD, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, Department of Civil and Transport Engineering.

Ozdemir, L. (1977). Development of theoretical equations for predicting tunnel borabillity. PhD, Colorado School of Mines.

Yagiz, S. (2002). Development of rock fracture and brittleness indices to quantify the effects of rock mass features and toughness in the CSM model basic penetration for hard rock tunneling machines. Ph.D, Colorado school of Mines.

Yagiz, S., Rostami, J. & Ozdemir, L. (2012). Colorado School of Mines Approaches For Predicting TBM Performance, in International Society for Rock Mechanics.

Wilfing, L. (2016). The Influence of Geotechnical Parameters on Penetration Prediction in TBM Tunneling in Hard Rock. PhD, Technische Univerität München.

Williams, J. H. & Johnson, C. D. (2004). Acoustic and optical borehole-wall imaging for fractured-rock aquifer studies, in Journal of Applied Geophysics: Volume 55, issue 1.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

FV. 889 ØRAHAUGEN HAVØYSUND - BRUK AV OPTISK TELEVIEWER VED VURDERING AV STABILITET OG SIKRING AV BERGSKJÆRING ETTER RAS

Fv.889 Ørahaugen – Usage of optical televiewer for considering global stability and permanent reinforcement of a rock slope after rockfall

Hallvard Nordbrøden, siv.ing. ingeniørgeologi, Statens vegvesen region nord.

Werner Stefanussen, fagsjef ingeniørgeologi, Rambøll Norge.

SAMMENDRAG

Bergskjæringen Ørahaugen i Havøysund, Finnmark har hatt to utrasinger på ca. 500 m^3, i 2010 og 2017. Bergskjæringen har en uoversiktlig strukturgeologi og en svak bergmasse som er gjennomsatt av mange sprekkesett.

Det ble etter utrasingen i 2017 anbefalt å sikre deler av bergskjæringen med spennstag. For å beregne potensielt ustabilt bergvolum ble det brukt optisk televiewer i borehull som en del av undersøkelsene. Det er også ført borelogger som er sammenliknet med resultatene fra optisk televiewer. Sammenlikningen viser tydelig at det er utfordrende å få korrekte borelogger.

SUMMARY

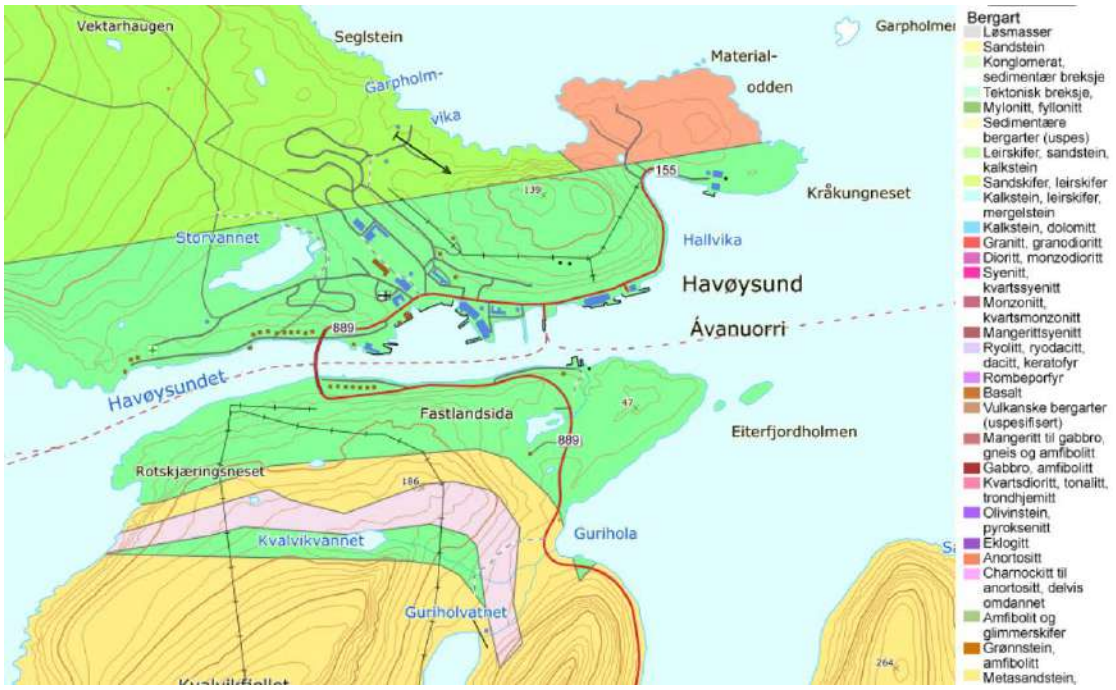
The rock slope Ørahaugen in Havøysund muncipality, Finnmark County has had two large rockfall events in 2010 and 2017. The rock slope has a complex structure geology and a relatively weak rock mass by Norwegian standards, intersected by many different joint sets.

After the rockfall in 2017, the advice was to install pretensioned rock anchors for rock reinforcement. To consider the potential unstable volume, optical televiewer in boreholes was used as a part of the investigations. Drilling logs from drilling the holes that were investigated with the televiewer was also compared with televiewer results. The comparison show clearly how difficult it is to obtain exact drilling logs.

1. INNLEDNING

Bergskjæringen Ørahaugen ligger langs Fv. 889 i Havøysund sentrum.

Havøysund var frem til 1988 et vegløst samfunn, og bergskjæringen ble etablert i forbindelse med bygging av Havøysundbrua som en del av denne utbyggingen. Bergarten i skjæringen er glimmerholdig metasandstein og glimmerskifer, se Figur 1.



Figur 1 – geologisk kart over Havøysundet. Lys, grønn bergart nord og sør for sundet er fyllitt og glimmerskifer iht. NGUs berggrunnskart [4].

Frem til 2009 stod bergskjæringen uten sikringstiltak, utenom en jersey-mur langs vegen for å fange opp nedfall, som vist i Figur 2. Eldre rapporter beskriver hyppige nedfall, og i 2009 ble det montert et kraftig ringnett, populært omtalt som «U-båtnett». Ringnettet fungerer ikke stabiliserende på bergmassen, men som en passiv sikring som fanger opp nedfall. Det er ikke rapportert om større utrasinger frem til ringnettet ble montert i 2009.

Figur 2 - Bergskjæringen i 2009, før montering av nett og utrasning. Foto: SVV

I november 2010 var det en større utrasning i østre del av bergskjæringen. Utrasingen var på totalt ca. 450 m^3 og ble i sin helhet fanget opp av ringnettet, se Figur 3.

I etterkant av utrasingen ble det gjort en grundig ingeniørgeologisk vurdering av Werner Stefanussen, Sweco AS [1]. Det ble anbefalt å sprenge skjæringen på en slik måte at det ble etablert en permanent berghylle på 5 m høyde, og en bergskråning med ca. 55˚ helning til topps. Disse anbefalingene ble ikke fulgt opp, kun midlertidige tiltak i form av reetablering av ringnettet ble gjort.

Figur 3 - Utrasning i 2010. Foto: Andreas Persson, SVV

I januar 2017 var det en større utrasing i skjæringen, se Figur 4. Totalt raste det ut 500 m^3 stein ca. 50 m vest for utrasingen i 2010. Som midlertidige sikringstiltak ble det rensket ned en god del løse blokker, sikret med en del 6-9 m lange uforspente stag (Ischebeck 40/16) og reetablert noe nett. Etter dette ble det av Werner Stefanussen, Rambøll AS utarbeidet en ingeniørgeologisk rapport [2] som vurderte permanente tiltak. I rapporten ble det gitt to ulike alternativer for permanent sikring; nedsprengning eller sikring med forspente stag. Det ble konkludert med at trykkoppbygning fra vann på et kritisk sleppeplan mest sannsynlig var utløsende årsak til utrasingen. Fra flere sonderingshull som ble boret like i etterkant av utrasingen lakk det mye vann, og værforholdene i dagene før utrasingen viser at det regnet mye kombinert med snøsmelting.

På grunn av hus liggende like nedenfor vegen, valgte Statens vegvesen å gå videre med løsningen med forspente stag. En del av denne løsningen var å bore 30 stk. 20 m lange dreneringshull for å redusere sprekkevannstrykket på kritiske sleppeplan. Endelig prosjektering og omfang av sikring ble påbegynt sommeren 2017 for å utføre kartlegging med større grad av nøyaktighet.

Figur 4 - Utrasingen januar 2017, totalt raste det ut ca. 500 m^3.

Strukturgeologien i bergskjæringen er uoversiktlig, og tidligere rapporter [1, 3] beskriver 8 ulike sprekkesett. Bergskjæringen ligger parallelt fjorden som skiller Havøya fra fastlandet, og som kan tolkes som et større regional svakhetssystem.

Under befaring sommeren 2017 for å kartlegge bergskjæringen for å utarbeide endelig sikringstiltak ble det tydelig at det var utfordrende å avgrense potensielt ustabilt bergvolum med rimelig sikkerhet og nøyaktighet. Noe av bakgrunnen er at sprekkeplanene som så ut til å avgrense utrasingen ikke er rene, tydelige sprekkeflater, men svært ru og delvis oppknuste plan. Det mest kritiske sprekkeplanet er steilt og går parallelt med skjæringen, dette har ingen andre utgående enn i kanten av utrasingen. Det kunne heller ikke utelukkes at dette sprekkesettet var gjentagende lengre inn i bergmassen. Det ble under befaringen antatt at sikringsomfanget ville kunne reduseres, sammenliknet med de vurderingene som ble gjort vinteren 2017. Bakgrunnen for dette er vinterforhold når vurderingene ble gjort som begrenset muligheten til å befare terrenget, og at avgrensende sprekkesett kunne synes å ligge grunnere enn først antatt.

Under kartleggingen ble det antatt at det var et sprekkesystem med strøk/fall ca. 060/80 sammen med et bruddplan/sprekkeplan med strøk/fall ca. 050/45 som danner ustabilt bergvolum. Sistnevnte antas å kunne være et bruddplan som følge av kollaps i bergmassen heller enn et sprekkesett. Et spørsmål som ble reist under befaringen var hvor dypt inn det vertikale sprekkesettet 060/80 lå, og om det kunne være gjentagende lengre inn enn det som var synlig i bruddflaten fra utrasingen. Sonderboringer rett etter utrasingen tydet på at det var flere gjentagende sprekker innover [2], men hvilken orientering disse hadde og hva betydningen for stabilitet var lot seg ikke fastlegge.

Fordi det uansett ble anbefalt å bore dreneringshull i bergskjæringen, ble det besluttet å først utføre hullboringen slik at de kunne undersøkes med optisk televiewer (OPTV). På den måten kunne kartleggingen av avgrensende sleppeplan gjøres med en større nøyaktighet og dette kunne forhåpentligvis medføre redusert sikringsomfang.

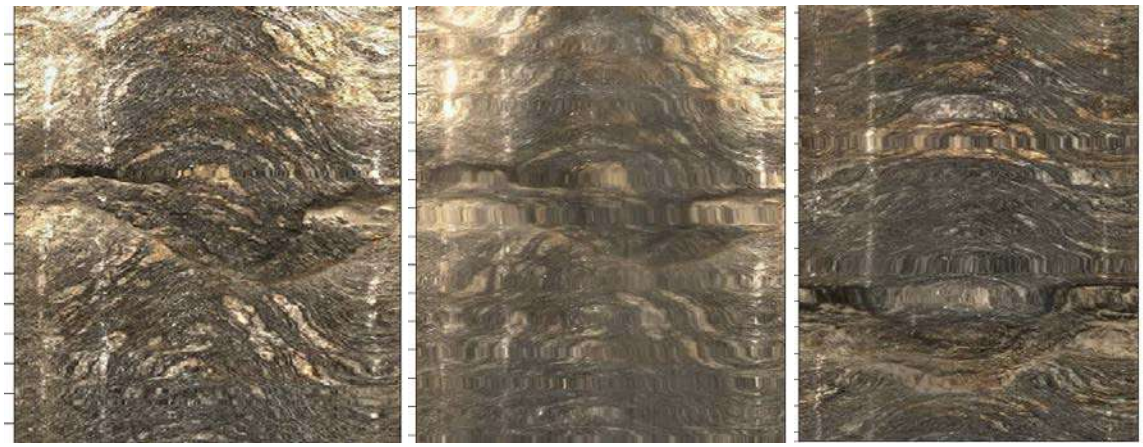
2. UNDERSØKELSE MED OPTISK TELEVIEWER

Januar 2018 ble det boret totalt 30 stk. dreneringshull i skjæringen. Hullene var 20 m lange, og ble boret med Ø90 mm kronediameter. Det ble ført borlogg for samtlige hull. I februar 2018 ble 10 av hullene undersøkt med optisk televiewer. Som en del av undersøkelsen med televiewer ble det gjort automatisk strøk/fall-måling og kartlagte sprekkesett ble kategorisert etter sprekkeåpning.

Resultatene fra televieweren viser at det er intakt berg i mange av borehullene, men også brede partier med svært oppsprukken bergmasse. Spesielt i indre del av borehullene, på ca. 20 m dyp, var det flere steder større oppknuste partier.

2.1 Avgrensning av ustabilt bergvolum og dimensjonering

Avgrensende sprekkesett i øvre del av det som først var antatt å være ustabilt bergvolum synes tydelig på bildene fra televieweren. Spesielt tydelig er det i borehull 23, 25 og 28 i øvre del av bergskjæringen, som vist i Figur 5. Sprekkesettet ble tolket til å være kontinuerlig mellom borehullene, og har et interpolert strøk ca. 50º. Fallet varierer noe, men er satt til 80˚ i dimensjoneringen. Sprekkesettet er tolket til å være en direkte forlengelse av bruddflaten fra utrasingen. I borehull 23 og 25 kunne samme sprekkesett også sees på ca. 5 og 7 m dyp. Det ble antatt at disse sprekkene ikke dannet avgrensende ustabilt volum i dimensjoneringen. Fjellstagene ble prosjektert slik at forankringssonen blir liggende på innsiden av disse sprekkene.



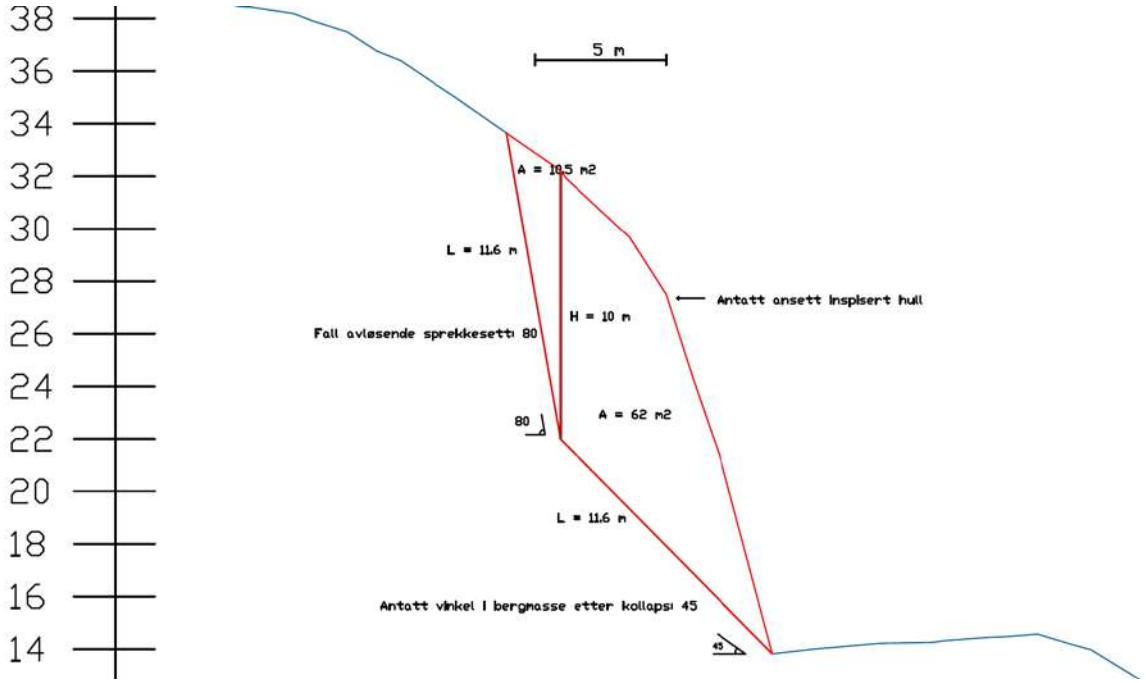
Figur 5 – Avgrensende sprekkesett i øvre del av berglegemet i beregnet tverrprofil. Fra venstre borehull 23, 25 og 28 på hhv. 2.7, 2.8 og 5 m dyp.

Basert på undersøkelsene og kartlegging ble det laget to stk. tverrprofiler som ble benyttet som grunnlag for dimensjoneringen. På grunnlag av strøkretningen til de avgrensende sprekkesettene i forhold til bergskjæringen, kunne forankringsdybden varieres med sprekkesettenes forløp. Tverrprofilet i profil 36005 er vist i Figur 6. I dette er tverrprofilet ligger avgrensende sprekk i øvre del dypest på 5 m, i det andre tverrprofilet er dybden satt til 4 m.

Nødvendig forankringskraft per løpemeter skjæring ble dimensjonert til 760 kN/m. Det ble forutsatt brukt stag med forspenningskraft ca. 500 kN, og anbefalt å etablere totalt 45 stk.

spennstag. Forankringslengden ble dimensjonert til 4 m og dybde til bunn av gyst del av forankringssonen minimum 6,5 m. For å få stagene godt innenfor avgrensende sprekkesett, og ta høyde for annet forløp for avgrensende sprekkesett ble staglengdene satt til 12 og 15 m. Dette medfører fri staglengde på hhv. 8 og 11 m til topp gyst del av forankringssonen. Det vil si godt innenfor avgrensende sprekkesett, og innenfor de potensielt avgrensende sprekkesettene på 5 og 7 m, som ikke er tatt med i dimensjoneringsgrunnlaget.

På grunn av observert gjenfrysing av drenshull vinteren 2018 ble det beregnet med fullt hydrostatisk vanntrykk på sprekkeplanene. Tilbakeregning av utrasingen i 2017 og observerte værforhold at oppbygging av vanntrykk trolig var utløsende årsak [2]. En konservativ tilnærming til vanntrykk på sprekkeplanene ble derfor valgt.



Figur 6 – tverrprofil 36005. Her ligger avgrensende sprekkeplan på 5 m dyp.

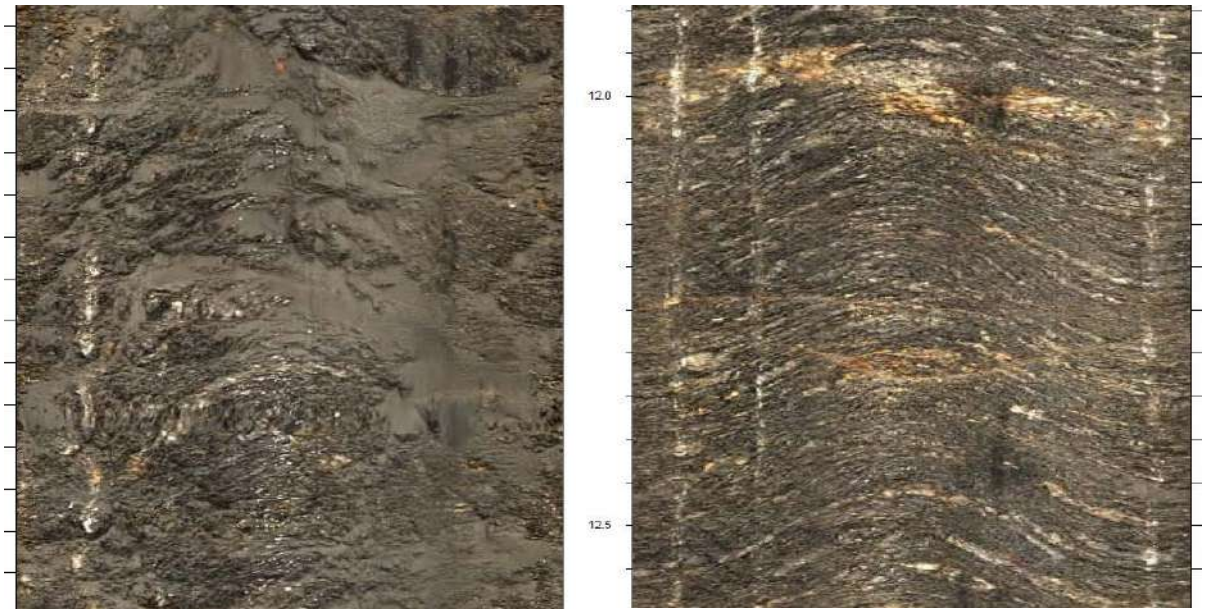
2.2 Sammenlikning av borelogger og optisk televiewer

Det ble ført borlogg ved boring av både drenshull og forankringshull til spennstagene. Drenshullene ble undersøkt med OPTV, dermed kan en sammenlikne resultatene fra denne undersøkelsen med opplevd bergmassekvalitet under boring. Nedenfor er det sammenliknet noen undersøkte drenshull og nærliggende forankringshull, og trukket frem noen interessante momenter.

2.2.1 Drenshull & OPTV 21, og forankringshull 3-5

Boring av drenshullet antyder «*dårlig fjell*» i indre 10 m av borhullet. Forankringshull boret i samme område antyder noen slepper med 10-20 cm bredde, mest i ytre del av borhullet. Ett av forankringshullene omtaler dårlig bergmasse i indre del av hullet.

OPTV viser et tydelig parti med markant dårlig berg på ca. 4 m dyp, se Figur 7. Lengre inn, hvor boreloggene antyder mer oppsprukket bergmasse, er det i stor grad intakt bergmasse synlig på OPTV. Enkelte partier med oksiderte sprekker kan sees som lyst brunt.



Figur 7 – Venstre bilde viser området mellom 4 og 4,5 m i drenshull nr. 21. Til høyre sees samme hull på 12-12,5 m dyp. I boreloggene ble partiet i venstre bilde kommentert som sleppe. Høyre bilde viser representativ bergmasse for indre del av borhullet, hvor boreloggen beskriver «stor borsynk, dårlig fjell».

2.2.2. Drenshull & OPTV 22, og forankringshull 26-28

Boreloggen for drenshullet omtaler hullet som «*hardt fjell med noen småslepper, og vann på 16 m*». Boreloggene fra boring av forankringshullene i samme område antyder en god del slepper ytterste 8 m, men bemerker ikke noe i indre del av hullene.

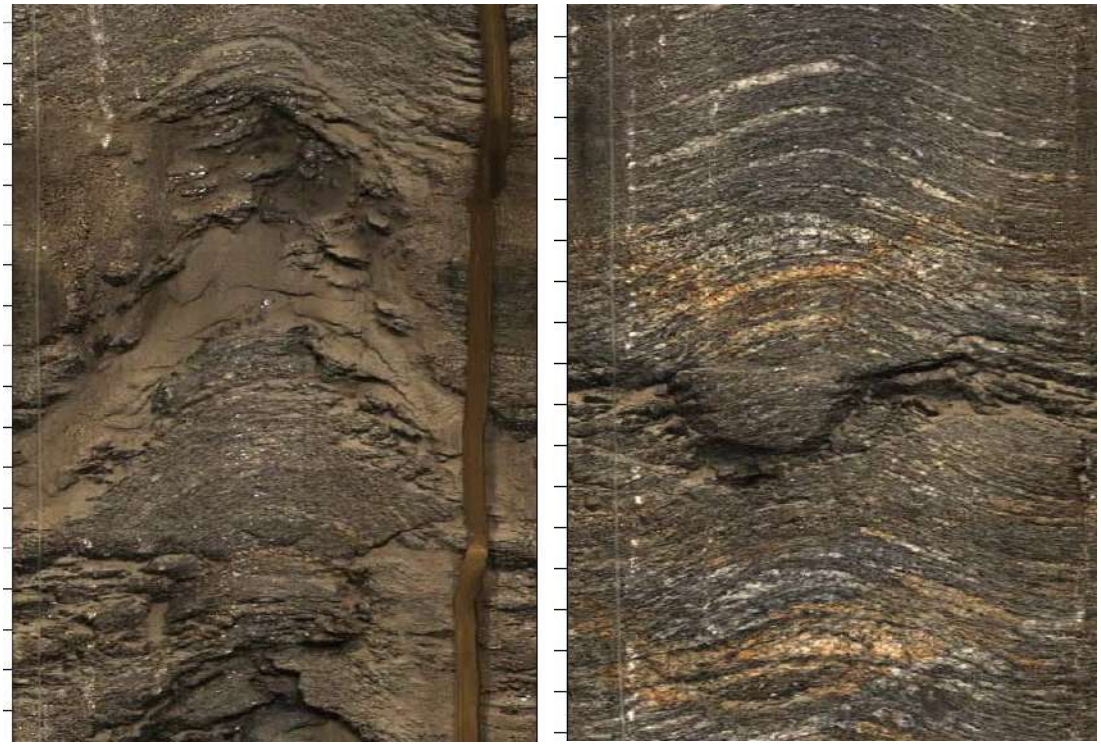
OPTV viser noen sprekker i ytre del, men med begrenset bredde, 1-3 cm, utenom ett sted. Figur 8 viser til venstre representativ bergmasse for ytre 8 m av borhullet. Til høyre i figuren sees området på 16 m dyp i drenshullet. Dette er trolig en vannførende sleppe som førte til lekkasjen som ble bemerket i boreloggen. Denne har noe sammenfallende strøk/fall som sprekkesettet som danner øvre del av det utraste profilet i 2017. Det underbygger antagelsen om at vann på sprekkeplan er medvirkende til destabiliseringen i bergskjæringen.

Figur 8 – Til venstre sees området 6,5-7,0 m, til høyre området fra 15,5-16 m. Bildet viser tydelig en større åpen sprekk med ca. 20 cm bredde. Det er sannsynligvis denne som førte til lekkasje under boring av dreneringshullene.

2.2.3. Drenshull & OPTV 29, forankringshull 37-40

Boringen av drenshullet beskriver «*hardt fjell å bore i, med litt småslepper hele veien*». Boring av forankringshullene beskriver «*svært dårlig bergmasse, knust*» og med det som omtales som «*sandslepper*».

OPTV viser en større sone, ca. 1 m bred, på 4-5 m dyp, som vist i Figur 9. Øvrige steder i borhullet er det tydelig intakt berg mellom enkelte mindre slepper. Området som i boreloggene til forankringshullene beskrives som svært dårlig bergmasse er viser relativt massivt og homogent berg.



Figur 9 – Venstre bilde viser 4-5 m dyp. Høyre bildet viser 14-15 m dyp. Høyre bilde er tilsvarende område som omtales som «*knust, sandslepper*» i borlogg for forankringshullene. Det er ikke det aktuelle hullet, men tilsvarende dyp i hull i nærheten. Sleppa i høyre bilde er ca. 10 cm bred.

Som de foregående eksemplene viser, er det til dels store sprik mellom boreloggene og det som vises på bildene fra televieweren. Spesielt med hensyn til sprekkebredde og bergmassens oppsprekking. Boreloggene tyder på at bergmassen er relativt svak, men den er vesentlig mer intakt og mindre gjennomsatt av sprekker enn boreloggene gir inntrykk av. Spesielt tydelig er det i områder som til høyre i Figur 9 hvor det beskrives som knust berg eller stor borsynk, mens bildene viser relativt homogent berg.

2.2.4. Sammenlikning av borelogger

Ved sammenlikning av de to ulike boreloggene viser det seg at det er noe ulik oppfatning av bergkvaliteten i samme områder i skjæringen. Boringen er utført av samme firma med samme maskin, men med ulike boreoperatører og kroner. Til drenshullene er det benyttet Ø90 mm krone, mens forankringshullene er boret med Ø100 mm krone.

En del steder er det vesentlig forskjellige oppfatninger av bergkvaliteten mellom boreoperatørene. Spesielt i områder hvor det oppleves svakere bergmasse beskriver boring for dreneringshull middels til dårlig bergkvalitet, men bergkvaliteten for boring av forankringshullene beskrives som svært dårlig. Dette underbygger at borelogger er subjektivt og lite eksakt, og må brukes med de begrensningene det medfører.

3. DIMENSJONERINGSFORUTSETNINGER OG SPARTE KOSTNADER?

Dimensjoneringen i 2017 umiddelbart etter utrasingen kom frem til et behov for forankringskraft på 800 kN/m skjæring. Dimensjoneringen etter kartlegging med OPTV kom frem til 760 kN/m skjæring. Begge dimensjoneringene tok utgangspunkt i sikkerhetsfaktor F=1,5. Selv om forskjellene i ren forankringskraft ikke er vesentlig endret så er geometrien som er lagt til grunn for beregningene endret betraktelig. I 2017 ble det lagt til grunn et kontinuerlig bruddplan med ca. helning 65˚ mot skjæringstopp med utgående i en svakhetssone i bunn av skjæringa.

I 2018 ble det beregnet fullt hydrostatisk trykk på sprekkeplanene, mens i 2017 ble det regnet med delvis drenert situasjon i form av trekantfordelt vanntrykk. En mer konservativ beregning med hensyn til vanntrykket vil gi større nødvendig forankringskraft. Som følge av dette kunne reduksjonen vært noe større med samme dimensjoneringsforutsetninger for vanntrykk på sprekkeplan.

Bakgrunnen for at det ble beregnet med fullt hydrostatisk trykk var funn av at avgrensende sprekkeplan også antas å være vannførende. Dreneringshullene som ble boret frøs igjen, slik at de kun har effekt når det ikke er kuldegrader. Under anleggsarbeidene høsten 2018 renner det fortsatt vann ut av noen dreneringshull, 9 måneder etter de ble boret.

Det ble totalt sett ikke redusert så mye i sikringsomfang etter bruk av OPTV til kartlegging, men dimensjoneringsforutsetningene lagt til grunn har vesentlig større nøyaktighet.

4. STATUS PR 1. NOVEMBER 2018

Sikringsarbeidene ble startet i august 2018 og var beregnet å være ferdige i løpet av oktober. På grunn av problemer med boringen og behov for injeksjon av bunnsonen i noen forankringshull før stagmonteringen, er arbeidene forsinket. Det er pr 1. november boret hull for alle stagene, og injeksjonen av bergmassen er under utførelse. Det er forventet at sikringsarbeidene blir fullført i løpet av november 2018.

Under boringen av forankringshull har det vært merkbart tørrere enn under boring av dreneringshull og sonderingshull. Det tyder på at dreneringshullene virker etter hensikten. Når det er nedbør renner det vann ut av dreneringshullene, og vi regner med at disse vil fryse igjen vinterstid. Antagelsene om å bruke fullt hydrostatisk trykk på kritisk sprekkeplan støttes av dette.

5. OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Valget om å sikre med spennstag ble tatt med bakgrunn i at det er eneste veg til Havøysund, og at det er nærliggende boliger på nedsiden av vegen. Ved valgt sikringsmetode kunne anleggsarbeidene utføres uten stengning av veg eller evakuering av boligene.

Ved bruk av OPTV fikk vi avdekket ustabilt bergvolum med rimelig grad av nøyaktighet. Geometrien ble også optimalisert betraktelig sammenliknet med opprinnelig skissert avgrensning. Det ga i seg selv ikke utslag i form av vesentlig reduksjon i sikringsmengde, men på grunn av endret geometri i bergvolumet som ble lagt til grunn kunne det endret sikringsmengde betraktelig hvis avgrensende sprekkeplan lå dypere.

OPTV avdekker visuelle og strukturgeologiske forhold ved den undersøkte bergmassen, og gir dermed ikke et entydig svar om bergmassekvalitet. I dette tilfellet var det stor forskjell mellom opplevd bergmassekvalitet visuelt ved OPTV og det som ble registrert under boring. Sammen har disse to undersøkelsesmetodene dannet et godt grunnlag for prosjekteringen, og er gode verktøy til praktisk bruk. Man får kartlagt strukturer med televiewer, og får et inntrykk av bergmassekvalitet av borelogger.

6. REFERANSER

1. Fv. 889-03 Ørahaugen, Havøysund. Vurdering av tiltak i forbindelse med ras. Werner Stefanussen, Sweco AS, 2010.
2. Werner Stefanussen, Rambøll AS 2017. Fv. 889 Ørahaugen Havøysund. Ingeniørgeologisk vurdering og forslag til sikringstiltak i bergskjæring.
3. Statens vegvesen, 1987. Yd06_88 Fjellskjæring ved Havøysund.
4. Norges Geologiske Undersøkelse, berggrunnskart. 1:250 000, http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

NEDRE OTTA KRAFTVERK – INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER, ANALYSER OG BERGSIKRING FOR KRAFTSTASJON I BERG

Nedre Otta powerplant – Engineering geological design, analyses and rock reinforcement for underground hydroelectric power cavern

Freyr Pálsson, Ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

På vegne av Eidefoss, E-CO og Eidsiva bygger Eidsiva Vannkraft AS Nedre Otta kraftverk i Sel og Vågå kommuner i Oppland. Anlegget skal være ferdigstilt våren 2020. Norconsult har hatt ansvaret for prosjektering og bistått med oppfølging av grunnarbeider. Skanska Norge er hovedentreprenør for byggekontrakten i prosjektet.

Kraftverket ligger under jord, utnytter et fall på ca. 50 m og har installert kapasitet på 86 MW. Bergmassen ved kraftstasjonsområdet består av glimmerskifer. Ved driving av adkomsttunnel til kraftstasjonshall ble det målt høye anisotropiske bergspenninger. Tester av borekjerner boret under driving av det underjordiske anlegget tydet på høy anisotropi i bergmassen. Gunstig orientering av hovedspenninger i forhold til glimmerskiferens skifrighet, sammen med godt tilpasset orientering av berghallene, førte til god totalstabilitet i kraftstasjons- og transformatorhallene.

SUMMARY

Eidsiva Vannkraft is constructing Nedre Otta hydropower plant in Sel and Vågå municipality in Oppland, Norway. Nedre Otta is scheduled to be commissioned during the spring of 2020. Norconsult has performed the detail design and assisted in supervision of the construction works. The main contractor for the civil works is Skanska Norway.

Nedre Otta is an 86 MW underground hydropower plant that utilizes a static water head of 50 m. The rock mass in the power station area consists of Mica schist. During excavation of the access tunnel high anisotropic stresses were measured by in-situ 3D rock stress measurements. Uniaxial compression test from rock cores gained from the rock stress measurements and rock core holes in the hydropower station indicated high anisotropy of intact rock and rock mass. Favorable orientation of the rock mass schistosity compared to the orientation of the principal stresses along with optimal orientation of the hydro power cavern resulted in good rock stability of the underground hydropower station complex.

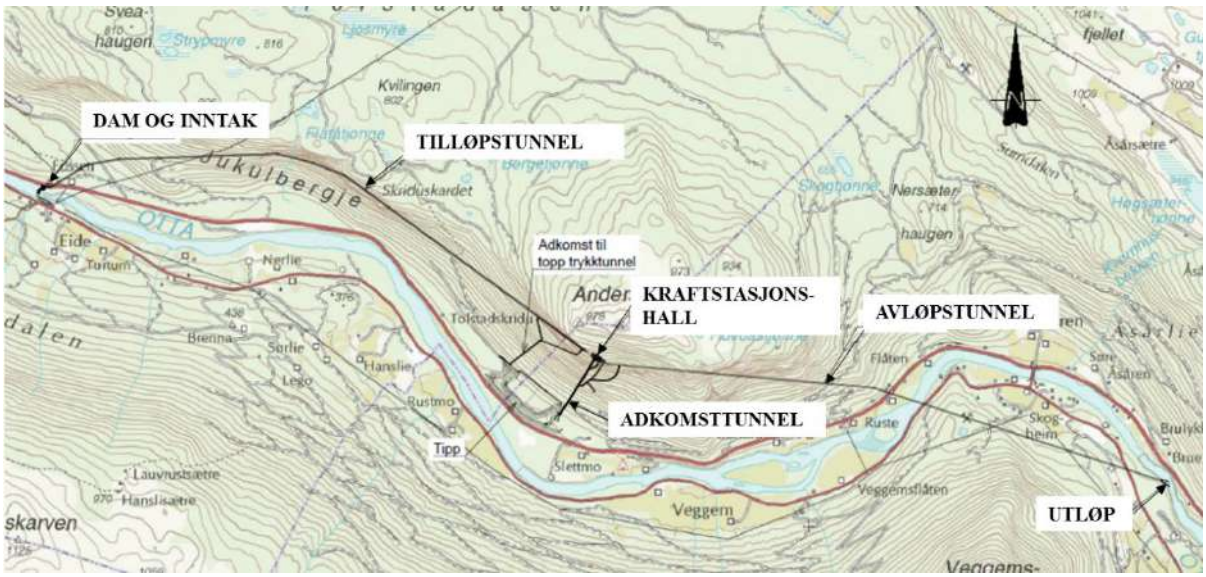
INNLEDNING

Nedre Otta kraftverk ligger på kommunegrensen mellom Sel og Vågå kommuner i Oppland fylke og skal benytte eksisterende inntaksdam til Eidefossen kraftverk i Ottadalen. Fra inntaket føres vannet i tunnel til ny kraftstasjon i berg sørøst for Tolstadskridu. Tilløpstunnel og kraftstasjon bygges på nordsiden av Ottaelva, mens avløpstunnelen krysser Ottaelva og kommer ut på sørsiden av Ottaelva ca. 1,3 km nedstrøms Åsårbrua. Vanntunnel fra inntak til utløp er ca. 9 km lang og har et tverrsnitt på 90 kvadratmeter.

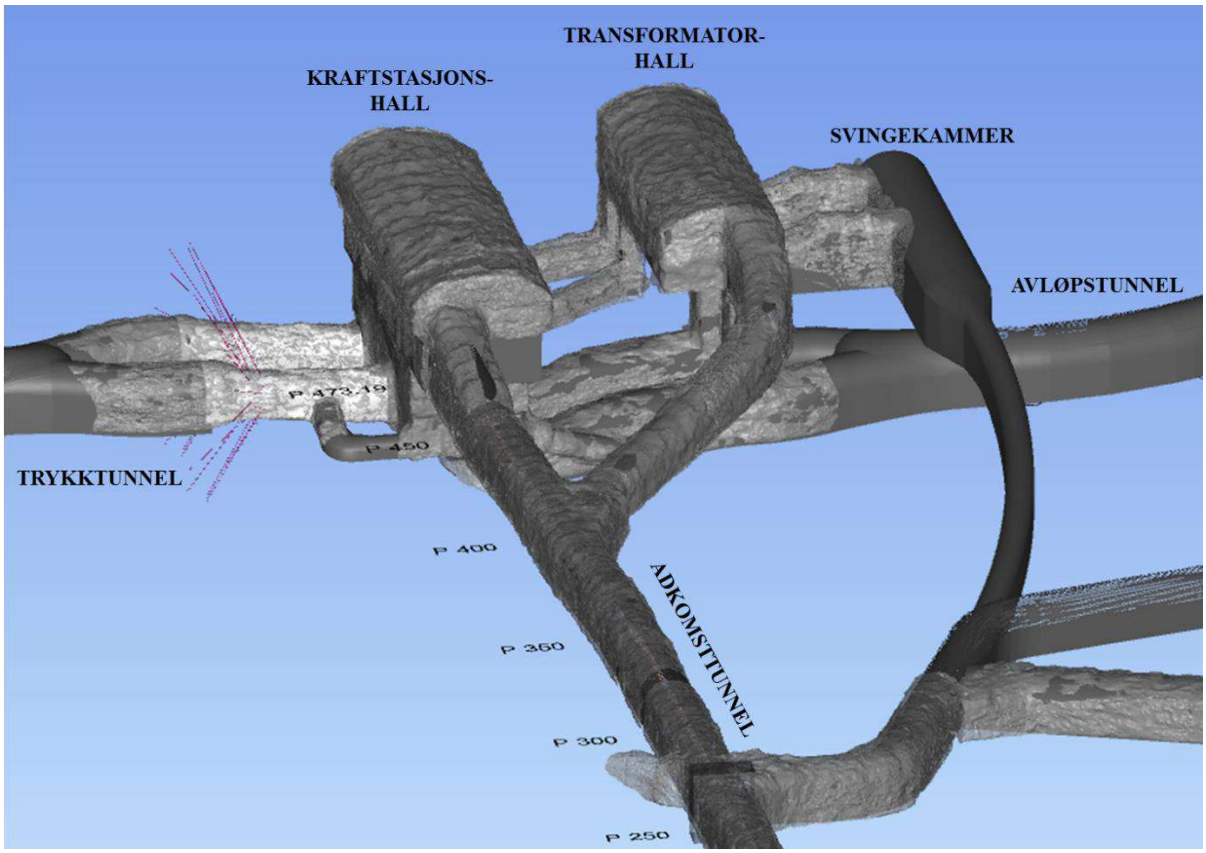
Nedre Otta kraftverk utnytter et fall på 50 m og vil ha to aggregater med samlet årsproduksjon på 315 GWh. Kraftverket vil ha slukeevne på 180 m^3/s og installert kapasitet på 86 MW.

Kraftstasjonen bygges i en ca. 60 m lang, 20 m bred og 45 m høy berghall. Parallelt ved siden av kraftstasjonen er transformatorhallen plassert i en ca. 48 m lang, 17,5 m bred og 13 m høy berghall.

Artikkelen tar seg av ingeniørgeologiske vurderinger, analyser og prøver både fra forprosjektstadiet og under bygging i forbindelse med plassering og detaljprosjektering av kraftstasjonskompleksets utforming og bergsikring.



Figur 1 Viser oversikt over Nedre Otta kraftverk



Figur 2 viser oversikt over kraftstasjonsområdet (her vist utsprengt og delvis skannet)

GEOLOGI

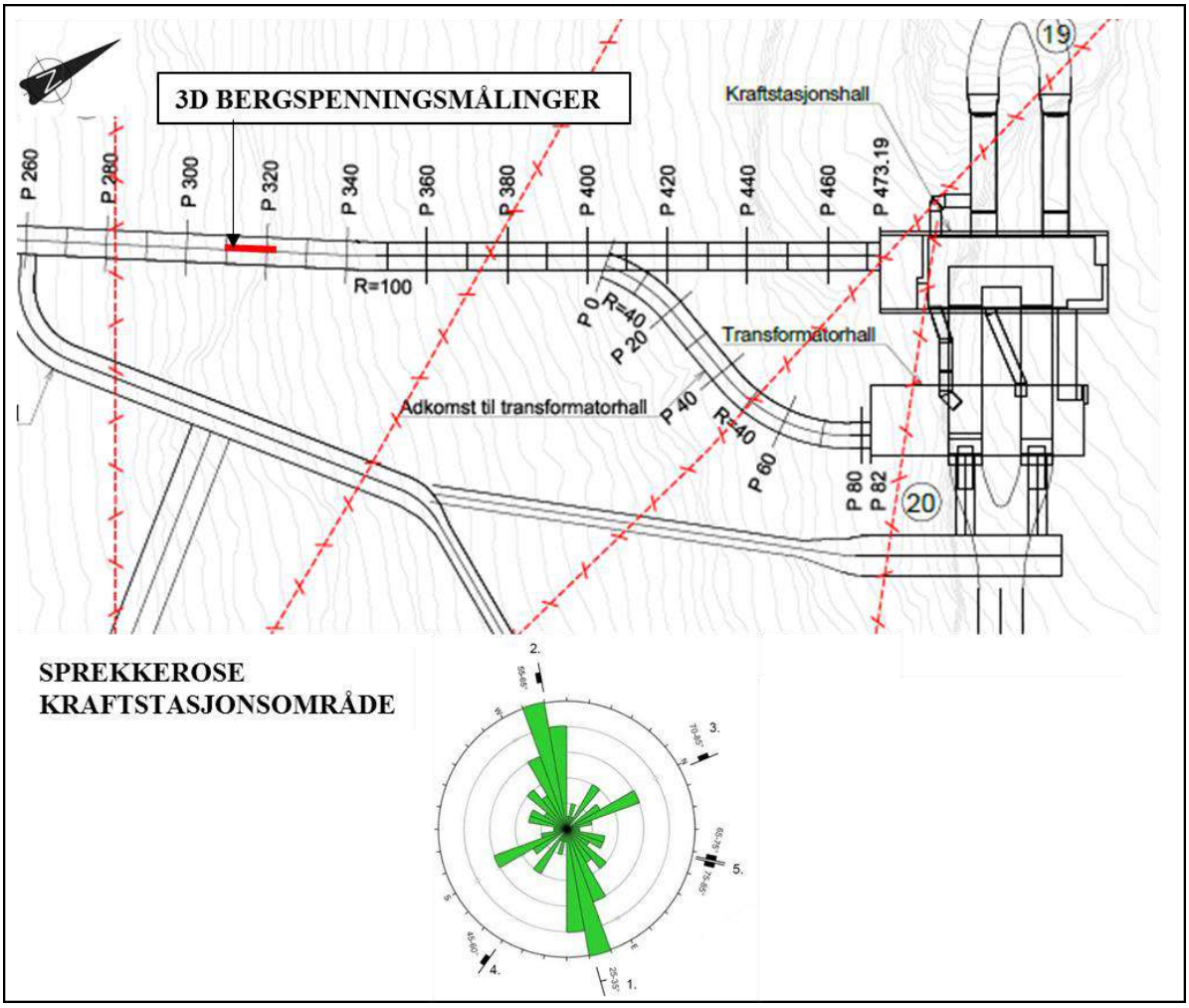
Berggrunnen i kraftstasjonsområdet tilhører Heidalsgruppen og består hovedsakelig av glimmerskifer og granatglimmerskifer avsatt i senprekambrisk tid. Bergmassens skifrighet faller mot NNV-N med fall mellom 20-30°, se Figur 3 og Figur 4.

Kraftstasjonen er plassert under en bratt dalside til Andershøe med høyde senter turbin på kote 300. Toppen av Andershøe ligger på kote 1027, eller ca. 720 m over bunn kraftstasjon.

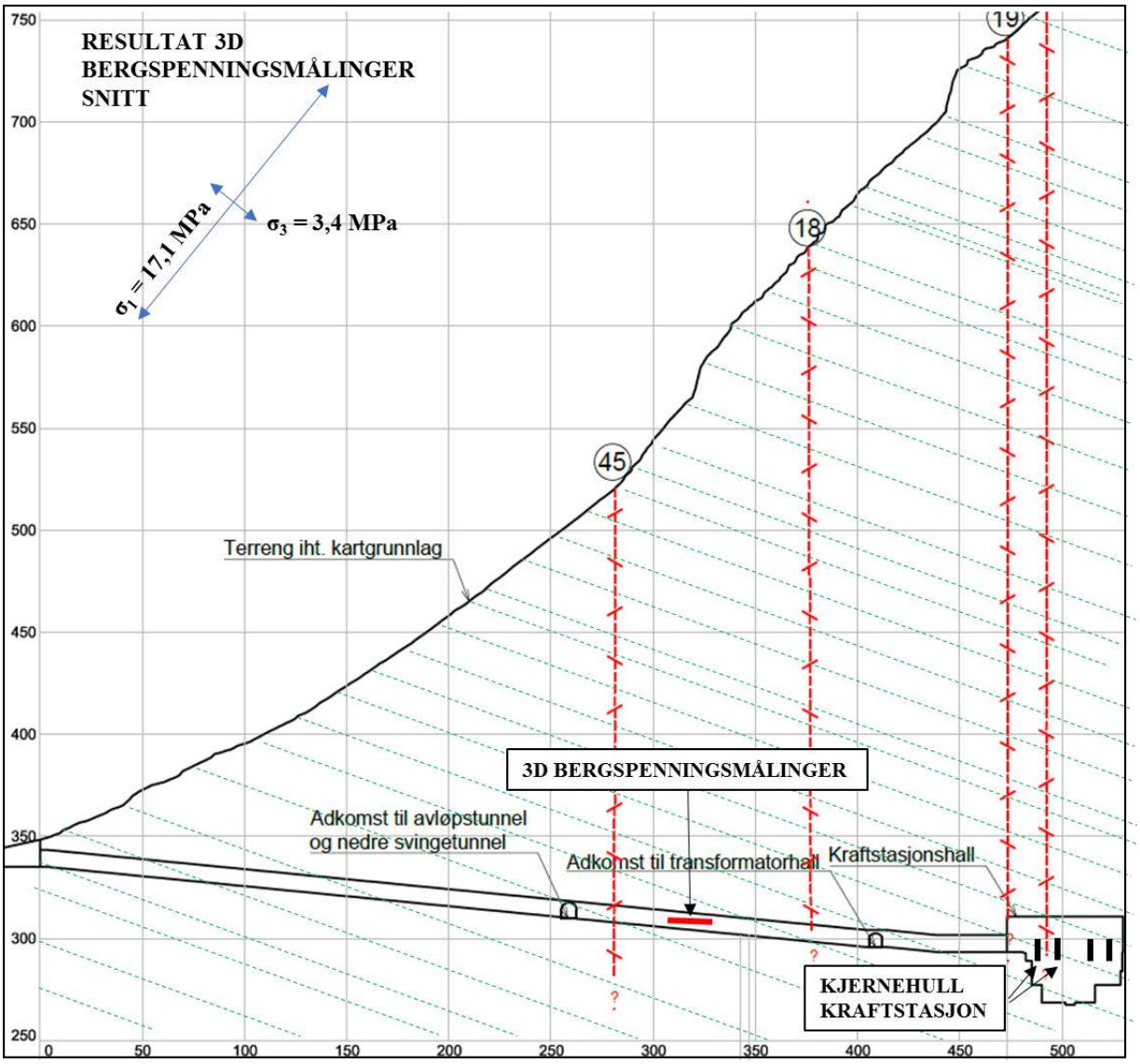
Kraftstasjonshallens og transformatorhallens orientering ble bestemt på forprosjektstadiet med bakgrunn i kartlagte sprekkeorientering og antatt bergspenningsbilde.

GRUNNFORHOLD OG GRUNNUNDERSØKELSER UNDER DRIVING AV ADKOMSTTUNNEL OG KRAFTSTASJON

Ingeniørgeologisk kartlegging under driving av adkomsttunnel og kraftstasjon viste forholdsvis tørre forhold, middels til lite oppsprukket granatglimmerskifer med enkelte sjikt med høyere andel glimmer, og kartlagt Q-verdi på ca. 4-10 (her med SRF = 1). Observerte sprekkesett stemte overens med kartlegging i dagen. Avskaling i tunnelvegger i adkomsttunnel ved kraftstasjon tydet på noe høye bergspenninger.



Figur 3 viser sammenstilling av kraftstasjon i plan, sprekkerose og resultat av 3D bergspenningsmålinger.



Figur 4 viser lengdesnitt adkomsttunnel og kraftstasjon. På figuren er resultat 3D bergspenningsmålinger vist i snitt, mellomste hovedbergspenning, σ_2 ligger inn i planet. Grønne stiplete linjer viser generelt fall på glimmerskiferens skifrighet.

3D bergspenningsmålinger

Det ble utført 3 dimensjonale bergspenningsmålinger ved overboring i stuff adkomsttunnel ved pel 311. Dette for å undersøke in-situ spenningstilstand i området i forbindelse med plassering og orientering av kraftstasjonshall og transformatorhall. Resultater av 3 D spenningsmålingene er vist i Tabell 1. Målingene fremsto som kvalitetsmessig gode med liten spredning av største og mellomste hovedbergspenning.

Hovedbergspenning	Målt bergspenning	Orientering:	Fall:
Største hovedbergspenning, σ_1	17,1 ± 1,0 MPa	N213Ø	51°
Mellomste hovedbergspenning, σ_2	10 ± 0,9 MPa	N115Ø	06°
Minste hovedbergspenning, σ_3	3,4 ± 1,7 MPa	N021Ø	39°

Tabell 1 Resultater fra 3D bergspenningsmålinger i Adkomsttunnel ved pel 311.

Kjerner fra overboringen ble testet i laboratorium for bestemmelse av E-modul, Poissons forhold, enaksial trykkfasthet og bruddvinkel, lydhastighet og densitet. Resultatene av disse er vist i Tabell 2.

Målested	Enaksial trykkfasthet, σ_c	E-modul	Poissons forhold, *v*	Brudd-vinkel	Lydhastighet	Densitet
Adkomsttunnel, pel 311	50 MPa	34,3 GPa	0,22	19°	4860 m/s	2903 kg/m^3

Tabell 2 Gjennomsnittlig målte bergmekaniske egenskaper i måleområdet.

Målte bergspenninger antydet langt høyere bergspenninger enn teoretisk beregnet gravitative bergspenninger. Dette indikerer tektonisk betinget bergspenninger i bergmassen.

Målingene av bergspenninger bekreftet den forventede orienteringen av hovedspenninger fra forprosjektet, og dermed at orienteringen av kraftstasjonskomplekset var optimal med hensyn til bergspenninger.

Målt enaksial trykkfasthet av kjerner i laboratorium ga lave verdier i forhold til observerte forhold i tunnel. Det oppsto dermed mistanke om at bruddflatene under testing av enaksial trykkfasthet fulgte bergets skifrighet/lagdeling. Testresultatene ga dermed ikke et representativt bilde på bergmassens styrke, med tanke på orientering av største hovedspenningene i berget.

Forholdet mellom teoretisk største tangentialspenning i vegger og enaksial trykkfasthet σ_c ble vurdert å være høyt, som kunne føre til utfordringer med tanke på avskallingsdyp, stabilitet og sikring av langvegger i kraftstasjon.

Med bakgrunn i dette ble 2 dimensjonale numeriske analyser av berghallene (Phase2) utført i tillegg til andre ingeniørgeologiske vurderinger og beregninger. I tillegg ble det utført nye kjerneboringer fra vertikale hull i kraftstasjon, for å hente ut prøver som ville gi mer representative verdier av enaksial trykkfasthet σ_c i forhold til største hovedbergspenning σ_1 og største tangentialbergspenning ($\sigma_{\theta max}$) i vegger.

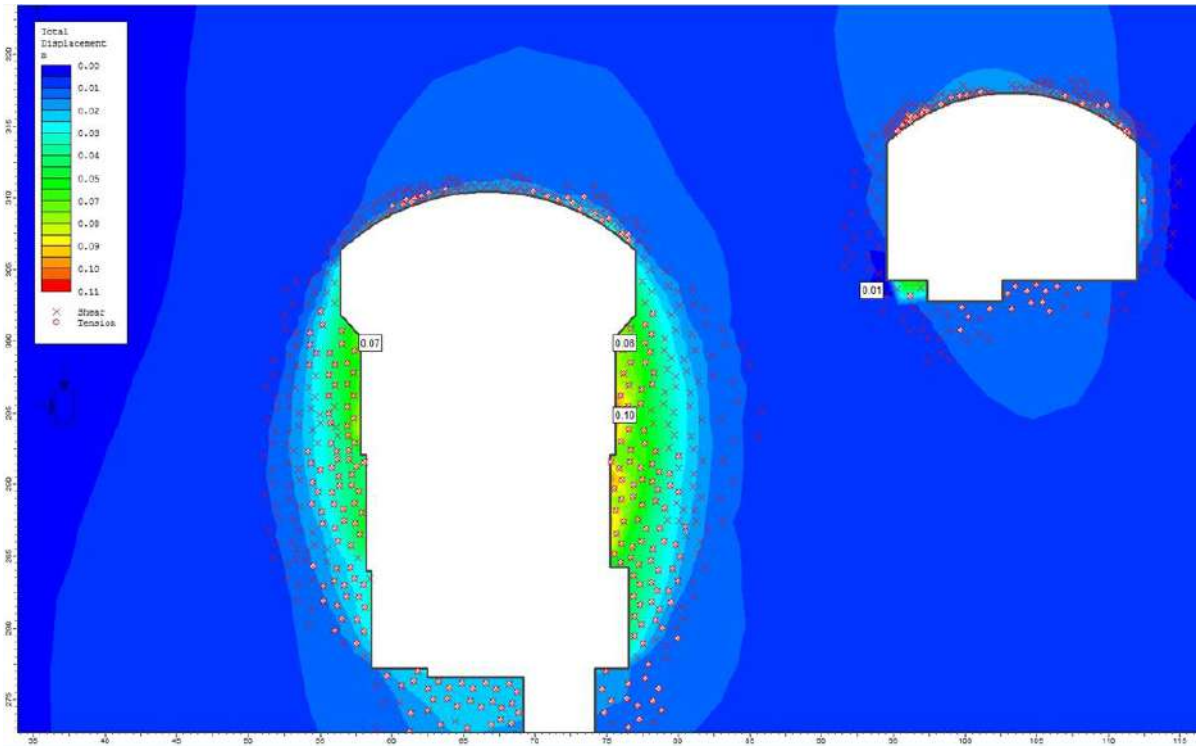
Numerisk analyse kraftstasjonshall og transformatorhall

Formålet med analysene var å studere spenningsfordelingen rundt berghallene under og etter utsprengning, vurdere utstrekning av sone for plastisk brudd og spesielt utsatte områder rundt hallene samt en indikasjon på hvilke deformasjoner som kunne forventes i langvegger og ved kranbanedragere.

Ved numerisk analyse ble inngangsparametere fra 3D bergspenningsmålingen brukt samt observasjoner av bergmassen ved ingeniørgeologisk kartlegging. Spenningsanalysene tar ikke hensyn til tverrliggende tunneler mellom kraftstasjonshallen og transformatorhallen som ville svekke bergmassestabiliteten ytterligere i områdene rundt disse. Det ble antatt økning av minste hovedbergspenning basert på en vurdering av den relative økningen i vertikal overdekningen i kraftstasjonsområdet. I tillegg ble den enaksiale trykkfastheten i analysene økt til 80 MPa, som ble vurdert å være mer representativ for bergmassen.

Det som var mest interessant å vurdere var omfang av forventet deformasjoner og utstrekning av sone for plastisk brudd i nedstrøms langvegg kraftstasjon og stabben mellom kraftstasjonen og transformatorhallen. Resultatene av analysene viste total akkumulert deformasjon i nedstrøms langvegg på 11 cm og utstrekning av bruddsone på ca. 11 m. Høyeste tangentiale bergspenning ($\sigma_{\theta max}$) i langvegger var på 37 MPa.

Analysene tydet på at bergmassen rundt hallene er svært påvirket av de målte anisotropiske bergspenningene og den forholdsvis lave målte enaksiale trykkfastheten σ_c.



Figur 5 viser totaldeformasjoner og elementer i flyt markert med sirkel og kryss.

Sonderboring og kjerneboring i takskive kraftstasjon

Før utsprengning av takskive ble det utført sonderboringer for å kontrollere om det fantes svakhetssoner i kraftstasjonsområdet. Resultatet viste jevn borsynk, tørre forhold og ingen antydning til svakheter i bergmassen på takskive nivå.

Det ble utført kjerneboringer i vertikale hull i takskive etter at den var drevet. Totalt ble det boret 6 stk, 6 meter lange kjernehull. Disse viste forholdsvis bra berg. Et utvalg av kjerneprøver ble sendt til laboratorium for testing av enaksial trykkfasthet og E-modul. Gjennomsnittsresultater av disse er oppsummert i Tabell 3. Skifrigheten i kjernene hadde fall fra horisontal på ca. 20-25° med noen variasjon, det vil si at kjernene ble lastet med tilsvarende retning som største hovedspenningen i kraftstasjonsområdet.

Målested	Enaksial trykkfasthet, σ_c	E-modul	Poissons forhold, *v*	Bruddvinkel
Kraftstasjon	120 MPa	36,2 GPa	0,12	33°

Tabell 3 viser oppsummering av gjennomsnittsverdier målte i laboratorium fra prøver på kjerner fra kraftstasjon.

Resultatene av bergmekaniske målingene fra kjerner i kraftstasjonen viser betydelig høyere enaksial trykkfasthet, σ_c, enn resultatene fra målingene utført på kjerner fra bergspenningsmålingene. De ble i gjennomsnitt målt til 120 MPa. Bruddvinkelen er også høyere og de fleste testene hadde brudd ved skjærbrudd på tvers av skifrighetsplanet.

Ny runde numerisk analyse kraftstasjonshall og transformatorhall

Etter utsprengning og kartlegging av bergforholdene i takskive og resultater fra nye laboratoriemålinger ble det utført en ny runde med spenningsanalyser med oppdaterte inngangsparametere. Oppdaterte analyser viste total akkumulert deformasjon i nedstrøms langvegg på 5 cm og utstrekning av bruddsone på ca. 8 m. Selv om resultatene fra de oppdaterte analysene viste betydelig redusert deformasjon, sammenlignet med første runde av analyser, ble verdiene fortsatt betraktet å være forholdsvis høye. Det ble ikke gjort videre forsøk å «kalibrere» modellen eller oppdatere videre under utsprengning av kraftstasjonshallen.

BERGSIKRING, MÅLEPROGRAM OG OBSERVASJONER UNDER UTSPRENGNING AV KRAFTSTASJONSHALL OG TRANSFORMATORHALL

Observasjoner av bergmassen underveis i drivingen bekreftet forutsetningen som ble lagt til grunn tidligere i prosjektet.

Første stenderpall på maskinsalsnivå, ble sprengt med presplitt. Øvrige paller ble sprengt med slettsprengning med høy fokus på god kontur. Generelt ga resultatet av presplitt og slettsprengning meget fin kontur i veggene i kraftstasjonshallen.

Bergsikring

Bergsikringen ble vurdert fortløpende under nedpalling med grunnlag i observerte bergmasseforhold, målte deformasjoner og resultater fra spenningsanalyser. Installert bergsikring består av endeforankrete bolter og sprøytebetong, oppsummert i Tabell 4 og Figur 6.

Kranbanedragere ble forankret til vegger med fullt innstøpte 5-7 m lange bolter med diameter ø32 mm. For å håndtere eventuelle deformasjoner ved kranbanedragere ble skinnegangene montert slik at de kunne justeres i forhold til oppståtte deformasjoner.

Under og etter uttaket av berghallene ble det ikke observert tegn på deformasjoner eller overbelastning av installert sikring.

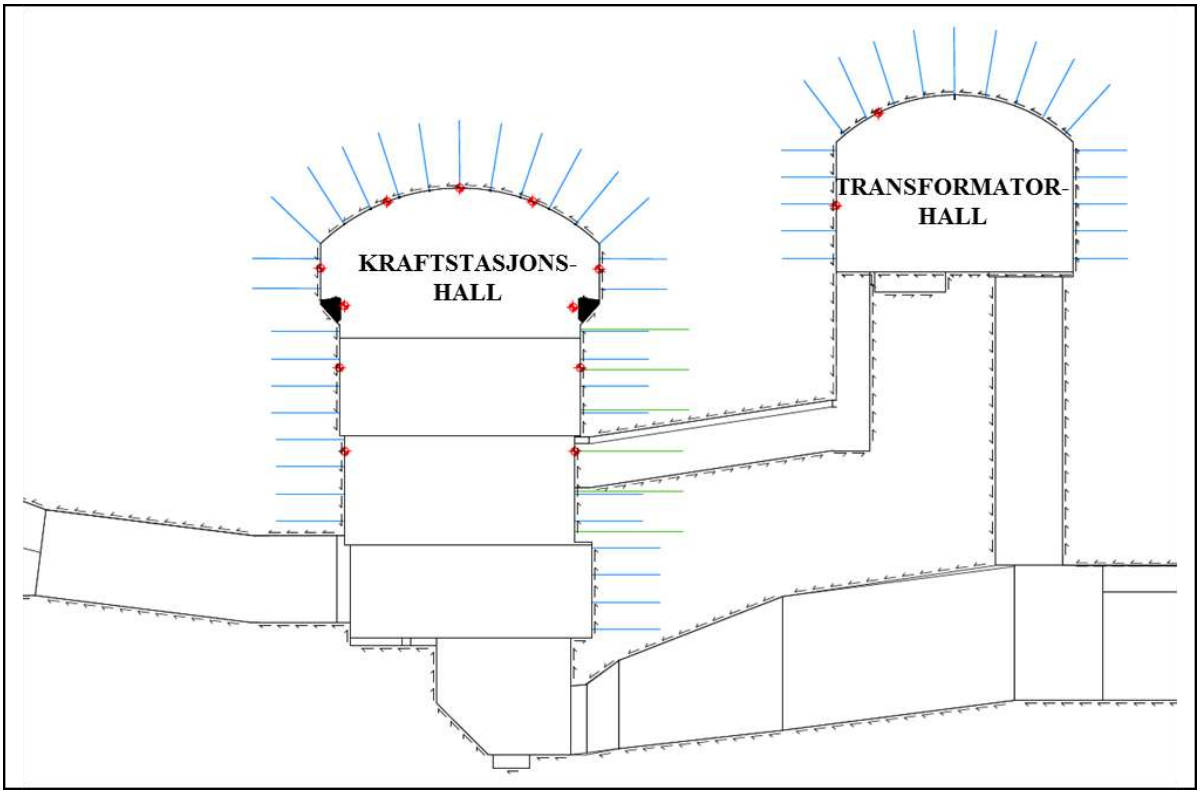
Måleprogram av deformasjoner i kraftstasjon og transformatorhall

Det ble plassert prismer i to profiler tvers i heng og vegger på kraftstasjonshallen og transformatorhallen, se Figur 6. I tillegg ble 3 prismer plassert i endevegg kraftstasjon. Prismene ble montert og førsteganSmålt så fort det aktuelle området var ferdig sprøytet og før neste trinn (pall) ble sprengt. Prismene ble målt en gang pr. uke samt etter sprengning og utlasting av hver salve. Målet var å forsøke å registrere eventuelle deformasjoner som ville oppstå under nedpalling av kraftstasjon. Måleperioden varte frem til tromme sugerør var ferdig støpt.

Resultater av målingene viste ingen merkbare tegn til deformasjoner av heng eller vegger under og etter utsprengning.

Bergsikring			
Område		**Sikringsbolter**	**Sprøytebetong**
Kraftstasjonshall	Takskive (Heng og vegger)	5 m lange endeforankrete bolter med c/c 2 m og diameter 25 mm.	12 cm sprøytebetong (E1000)
	Vegger	5 m lange endeforankrete bolter med c/c 2 m og diameter 25 mm. I tillegg ble nedstrøms endevegg boltet med 8 m lange bolter c/c 3 m ned til turbinetasje.	10 cm tykk sprøytebetong i klasse E1000
Transformatorhall	Heng	5 m lange endeforankrete bolter med c/c 2 m og diameter 25 mm.	12 cm sprøytebetong (E1000)
	Vegger	4 m lange endeforankrete bolter med c/c 2 m og diameter 20 mm.	12 cm sprøytebetong (E1000)

Tabell 4 viser oppsummering av installert bergsikring i kraftstasjonshall og transformatorhall.



Figur 6 viser prinsipp av boltesikring i kraftstasjonshall og transformatorhall. 4 og 5 m lange bolter er vist med blå streker mens 8 m bolter er vist med grønne streker. Plassering av deformasjonsprismer i tverrsnitt er markert med røde prikker.

OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

De høye og anisotropiske bergspenningsmålingene sett mot forholdsvis lav trykkfasthet målt på kjerner hentet fra 3D bergspenningsmålingene vekket en bekymring med hensyn til mulig størrelse på deformasjoner, samt stabilitet både i kraftstasjonshallen og stabben mellom kraftstasjonshall og transformatorhall. Ny runde med testing av kjerner fra vertikale hull boret fra takskive kraftstasjon viste at intakt berg av glimmerskiferen har mer en dobbel så høy styrke hvis den er lastet med tilnærmet normal vinkel på skifrigheten. Resultatene bekreftet at glimmerskifer er en bergart med høy grad av anisotropi.

De faktiske forholdene under driving av hallene var bedre en forventede forhold basert på siste runde analyser. Det tyder på at analysene, selv med oppdaterte parametere, var konservative med hensyn til deformasjoner og bruddsone, og da særlig i stabben mellom kraftstasjonshallen og transformatorhallen.

Sett på orienteringen av største hovedspenning, σ_1, mot bergets skifrighet, viste det seg at σ_1 har en gunstig orientering i forhold til skifrigheten og bergmassens styrke i retning σ_1. Dette, sammen med gunstig orientert kraftstasjonskompleks, resulterte i stabile bergvegger i hallene, som ble sikret tilfredsstillende med endeforankrete bolter og sprøytebetong.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

NUMERISKE ANALYSER FOR VEIKRYSS MELLOM FOLLOBANEN OG EKEBERG TUNNELER

Numerical analyses for junction between Follo Line and Ekeberg tunnels

PhD Nghia Trinh, Senior Researcher, SINTEF AS
PhD Kristin H. Holmøy, NGI (working in SINTEF during this project)
Hanne Wiig Sagen, BaneNOR

SAMMENDRAG

SINTEF Byggforsk er engasjert av Bane NOR i forbindelse med utfordringer knyttet til at Follobanens nye jernbanetunneler vil krysse eksisterende Ekebergtunneler med kort avstand, ned i 3,7 m på det minste. For å sikre at eksisterende tunneler ikke blir påvirket negativt stabilitetsmessig av de nye tunnelene er det satt i gang en bergmekanisk oppfølging i form av et måleprogram og en tredimensjonal sekvensiell numerisk analyse i FLAC3D. Måleprogrammet har to viktige oppgaver; målingene brukes som verifisering og kalibrering av den numeriske modellen samt for å gi tidlig varsel om endringer i spenningsforhold eller deformasjoner som kan ha innvirkning på stabiliteten i tunnelene. I foreliggende artikkel presenteres oppbyggingen av den numeriske modellen med input parametere. Videre blir målinger av hvordan spenningssituasjonen og deformasjoner utviklet ved uttak av inngående Follobane sammenlignet med resultater fra den numeriske modellen og den sekvensielle analysen.

SUMMARY

BaneNOR (Norwegian National Rail Administration) has decided to construct the Follo Line Project. One part of the Follo Line goes below the existing Ekeberg road tunnels with vertical distances of less than 4 m. The short distance and the requirement to keep the traffic safe in the Ekeberg tunnels at all time making the construction of the Follo Line tunnels very challenging. To deal with the challenges, SINTEF used a rock mechanics tool, which is a combination of Stress measurements/Laboratory testing – Numerical modelling – Monitoring. The tool has been used successfully in this project to provide adequate information for excavation planning and control the situation to detect any unexpected situation. In this paper, a key element of the tool – numerical model – is presented. This paper is an updated version of the publication by Holmøy et al. (2015).

INTRODUCTION

BaneNOR (Norwegian National Rail Administration) has decided to construct the Follo Line Project with new railway tunnels connecting Oslo and Ski. The excavation period commenced in 2015, and it is scheduled for completion in the end of 2021. The project comprises a 22 km long twin-tube-tunnel to be excavated mainly with tunnel boring machines (TBM), but also by drill & blast and drill & split. The drill & blast and drill & split tunnel section is in the first part of the Follo Line tunnels, near Oslo Central Station, and where the Follo Line tunnels goes below the Ekeberg tunnels. Vertical distance between Follo Line tunnels and Ekeberg tunnels in this junction is just less than 4 m, as shown in Figures 1 and 2. This makes the construction of the intersection to be very challenging. In addition, the Ekeberg tunnels have high traffic as part of European highway No.18 and No.6.

Thus, the construction of the Follo Line tunnels is performed with the following requirements:

1. No negative effect on the stability of the Ekeberg tunnels;
2. No stopping of traffic in the Ekeberg tunnels during the construction of the Follo Line tunnels. Thus, the stability of the existing tunnels must be ensured at all time;
3. Any risk of instability in the existing tunnels must be detected beforehand to make necessary precaution actions.

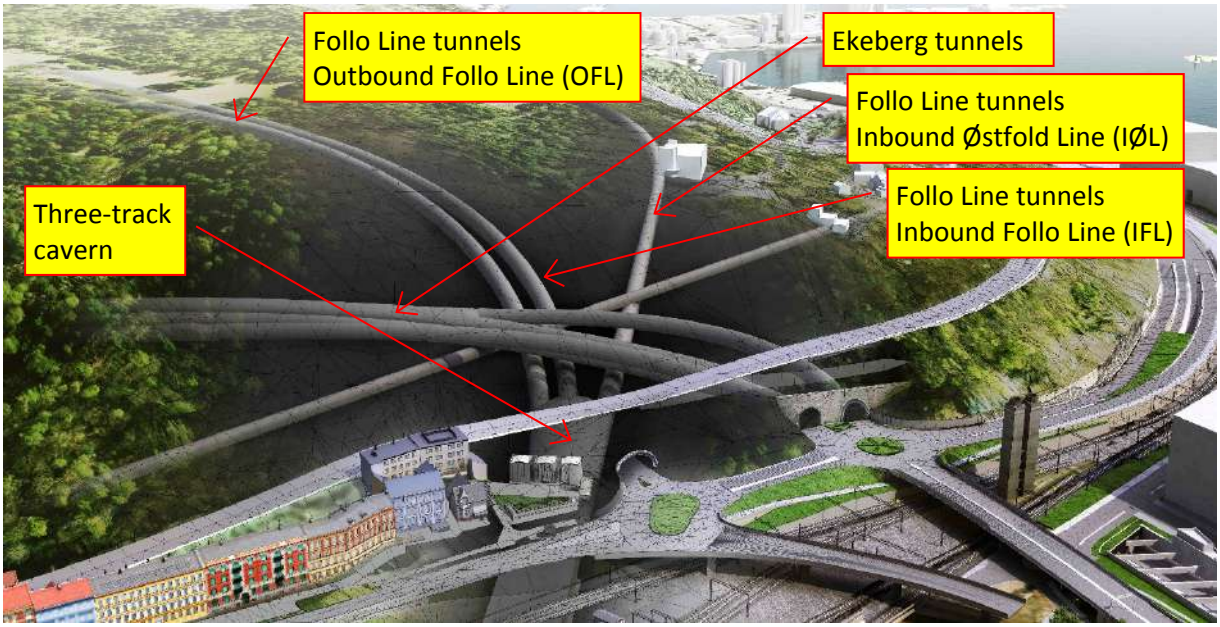


Figure 1: Layout of the Follo Line project (BaneNOR, 2018).

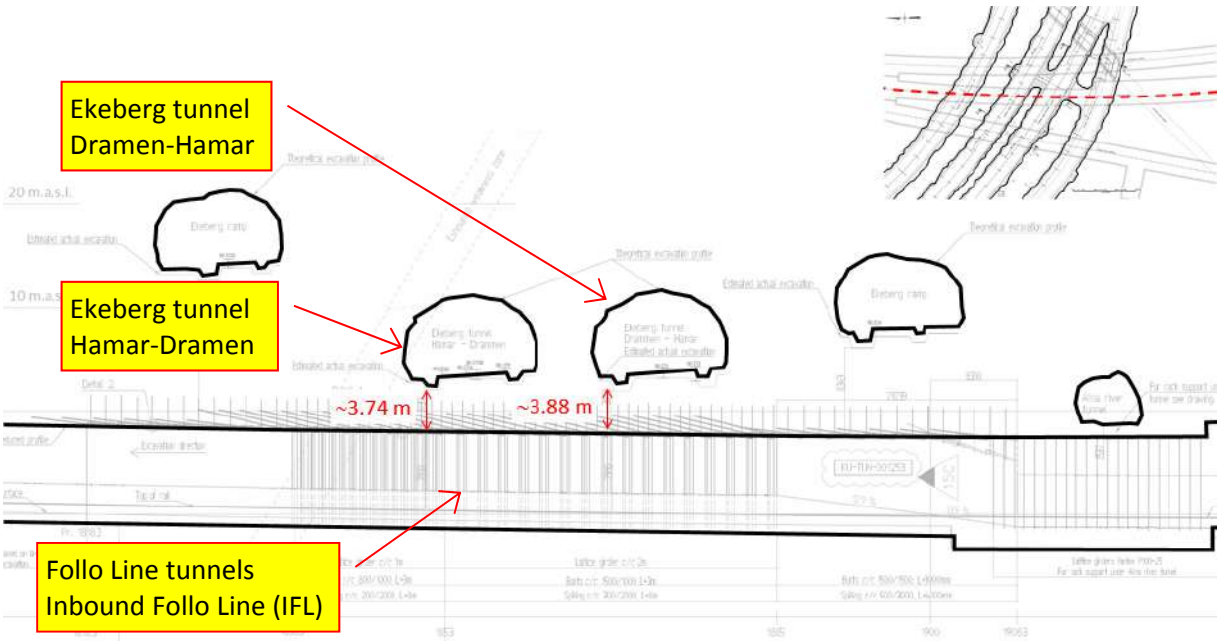


Figure 2: Longitudinal section along the IFL.

Since 2014, SINTEF has assisted Bane NOR dealing with the rock mechanics challenges and safety requirements in this project. To meet the requirements and to study the stability of the existing Ekeberg road tunnels and the Alna river tunnels in connection with the construction of the Follo Line tunnels, SINTEF uses a "tripod-approach", which is a combination of Stress measurements/Laboratory testing – Numerical modelling – Monitoring. This approach has been used since 2015 with the activities that can be divided into three components:

- **Investigations**: Stress measurements were carried out before and during construction phase of the project. The measurements included both 2-D and 3-D in some underground openings close to the concerned intersection area. Laboratory tests for obtaining intact rock mechanics properties were carried out in connection with the stress measurements. Geological mapping was carried out to obtain the rock mass characteristics and conditions in the existing tunnels. The investigations provide inputs for the numerical model;
- **Numerical modelling**: Comprehensive three-dimensional model was established for the entire junction complex, including existing and future tunnels. The construction of the new tunnels is modelled following the blasting steps and construction sequence as planned. The model will provide results regarding stress distribution, displacement, and yielding zones. The obtained results are used for model calibration in the existing tunnels and evaluation of the overall stability related to the construction of the new tunnels;
- **Monitoring**: A monitoring program is established to monitor the displacement and stress change at the junction during the construction of the Follo Line tunnels. The monitoring program has two main purposes: (*i*) the measurements will be used to verify and calibrate the numerical model and (*ii*) to give early warnings if changes in stress conditions start to develop negatively or if deformations affect the stability of the Ekeberg tunnels. The monitoring program is set-up to run in parallel with the construction process. Model verification with visual observation as well as with monitoring data will be performed throughout the whole construction progress. Any discrepancy between the model and reality will be detected and studied for improvement so that the model becomes a reliable tool to predict the stability situation of the upcoming construction stage.

The investigations (geological mapping and observation, stress measurements), geological conditions, establishment of the 3D numerical model, and early installation of the monitoring program were described earlier in Holmøy et al. (2015). The monitoring program and warning criterion were described in Trinh et al. (2017). It has been 3 years of construction since 2015, and a lot of information and experience is gained during the progress. The model established in 2015 was also updated and calibrated several times. Thus, it is necessary to present the model again with model calibrations and results.

GEOLOGICAL CONDITIONS AND INPUTS FOR THE NUMERICAL MODEL

Detailed description of the geological conditions and different surface and sub-surface investigations had been presented in Holmøy et al. in 2015. Through the geological mapping, rock mass quality at the junction is considered as from "Fair" to "Good". A weakness zone of 1 to 5 m width intersects the junction. With results from investigations and calibration, the in-situ rock stresses and rock mass properties are described in the sections below.

In-situ rock stress

Pre-excavation SINTEF carried out stress measurements in 2011 and 2012. During construction of the Inbound Østfold Line (IØL), when the tunnelling face is at chainage 1890, a 3D stress measurement was carried out in 2016 to obtain the in-situ stress condition at the site. The measuring method is over-coring method, as described in Trinh et al. 2016. The measurements in 2011, 2012, and 2016 are 3D- and 2D-stress measurements:

- SINTEF, 2011: Project Report SBF2011F0026 – "3D-Stress measurements for Follobanen Project", measured at Ekebeghallene – about 1200 m south of the junction;
- SINTEF, 2012: Project Report SBF2012F0346 – "2-D stress measurements for Follobanen Project", measured at two locations: a pillar between main Ekeberg tunnels, and in pumping cavern of Ekeberg tunnel;

- SINTEF, 2016: Project Report SBF2016F0315 – "3D stress measurements for Follobanen Project", measured at IØL chainage 1890.

Locations for stress measurements over the years are shown in Figure 3. Location of the stress measurement in 2011 is not presented in this figure because Ekeberghallene is about 1200 m south, off the site. Results from the 3D-stress measurements are given in Table 1.

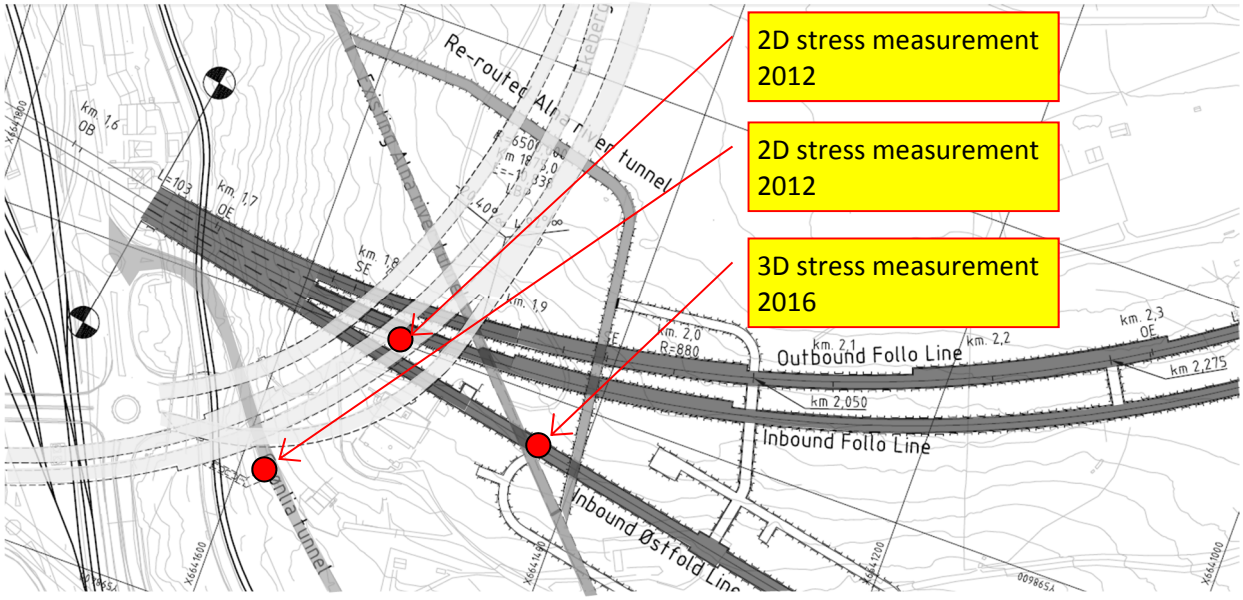


Figure 3: Locations of the stress measurements.

Table 1: Results from 3D-stress measurements (SINTEF, 2011 and 2016).

Year of measurement	**Measured Stress 3D overcoring**	**Magnitude** (MPa)	**Dip direction** (degrees)	**Dip** (degrees)
2011	Sigma 1	9.9 ± 1.9	N248.4	24° SW
	Sigma 2	7.5 ± 1.9	N145.0	27° SE
	Sigma 3	1.9 ± 2.8	N14.0	61° SE
2016	Sigma 1	21.6 ± 2.1	N338	35° SW
	Sigma 2	17.3 ± 3	N224	27° SE
	Sigma 3	10.9 ± 0.9	N104	61° SE

The in-situ stress level measured in 2016 is much higher than the measurements in 2011, sigma 1 is twice and sigma 3 is 5 times higher than the measurements in 2011. This may be explained by a local weakness zone or maybe caverns/tunnels or the existing Alna river tunnel not too far away from the location of 2016 measurements. Comprehensive calibrations the numerical model with result of stress measurements in 2011 and 2016 were done during planning and early construction stages of the Follo Line project. It was found that all the numerical model results with input from 2016 measurement gave far higher values than the results obtained from 2D stress measurements measured in the existing infrastructure, whilst with input from 2011 measurement, the numerical model results fit quite well. Thus, it was decided that the results from the stress measurement in 2011 can be used as representative in-situ stress for input in the numerical model for this project. In-situ stress for the model is estimated based on the measurement in 2011 as shown in Table 2.

Table 2: In-situ stress for the numerical model.

In-situ stress	**At Level 0** (MPa)	**Gradient** (MPa/m)	**Note**
Sigma XX (East-West)	10	0.0275*(10/4.5) ≈ 0.0611	
Sigma YY (North-South)	6	0.0275*(6/4.5) ≈ 0.0367	
Sigma ZZ (vertical)	4.5	0.0275	

Rock mass properties

During early establishment of the model and simulation, the inputs for rock mass properties has been estimated based on mapping and laboratory tests. Results of this model were verified with the registered data obtained from monitoring equipment (stress change and displacement in connection with the tunnelling progress). Through certain construction progress, a very comprehensive calibration and testing of the model with collected data from monitoring equipment were carried out. Result of this calibration was that the rock mass properties used in 2015 were updated. The updated inputs of the rock mass properties for the 3D numerical model as used now are shown in Table 3.

Table 3: Updated rock mass properties for the 3D numerical model

Parameter	Unit	Value	Note
GSI		65	From geological mapping
Uniaxial Compressive strength	MPa	117	From laboratory tests
Poissons' ratio – ν		0.15	From laboratory tests
Rock mass Young's. modulus (Em)	MPa	10 000	From laboratory tests and estimated rock mass quality (GSI)
Rock mass shear modulus (Gm)	MPa	4 300	Gm= Em/(2*(1+ν))
Rock mass bulk modulus (Km)	MPa	4 700	K= Em/(3*(1-2ν))
Internal friction angle	Degrees	55	Estimated using RockLab
Cohesion	MPa	2.0	Estimated using RockLab

NUMERICAL MODEL 3D – SET-UP AND SIMULATIONS

Based on the scanning of the existing tunnels and the drawings of the planned Follo Line tunnels, a 3D numerical model was established. FLAC3D (ITASCA, 2015) code was used to model this junction. Geometry of the Ekeberg and Follo Line tunnel system is presented in Figure 4.

When constructing the geometry for the simulations, the excavation method and sequence are modelled as a specific process.

The provided excavation plan indicated that the excavation method will be conventional "drill and blast" in the area outside existing tunnels. Whilst near or under the existing tunnels, the excavation method "drill and split" are applied to minimise damage to the rock mass around the tunnel. In the "drill and blast" sections, a normal pull length of 5 m for each blasting round is used. In the "drill and split" section, a pull length of 2.5 m for each splitting round is used. Thus, in the model geometry, the Follo Line tunnels were divided into every 5 m and 2.5 m in the "drill and blast" and "drill and split" area, respectively. By doing this, every excavation step can be simulated to obtain the whole development of stress and displacement from the starting of the construction process.

Simulation process in this project is as follow:

- Simulation 1: No excavation in the model. This simulation is to obtain the original in-situ stress condition within the site;
- Simulation 2: All existing tunnels were excavated to model the existing condition, before the construction of the Follo Line tunnels. This simulation was done to obtain the existing stress situation and deformation and verify with the observation and 2D measurements in the existing tunnels. This step can be considered as an early verification of the model;

- Simulation 3: This is the most complicated simulation for the project, where all of the planned excavation steps and sequences were strictly followed:
    - The Inbound Østfold Line (IØL) was simulated with 63 excavation steps, including "drill and blast" (5 m pull length), and "drill and split" (2.5 m pull length);
    - The Inbound Follo Line (IFL) and Outbound Follo Line (OFL) was simulated as parallel excavations. It is about 15 m lagging between the tunnelling faces in these two tunnels. A total of 58 simulation steps were carried out to model 58 excavation steps, including "drill and blast" and "drill and split" excavation methods;
    - The "Three track" cavern was simulated with 65 simulation steps to model for a complicated step-wise excavation steps and layout.

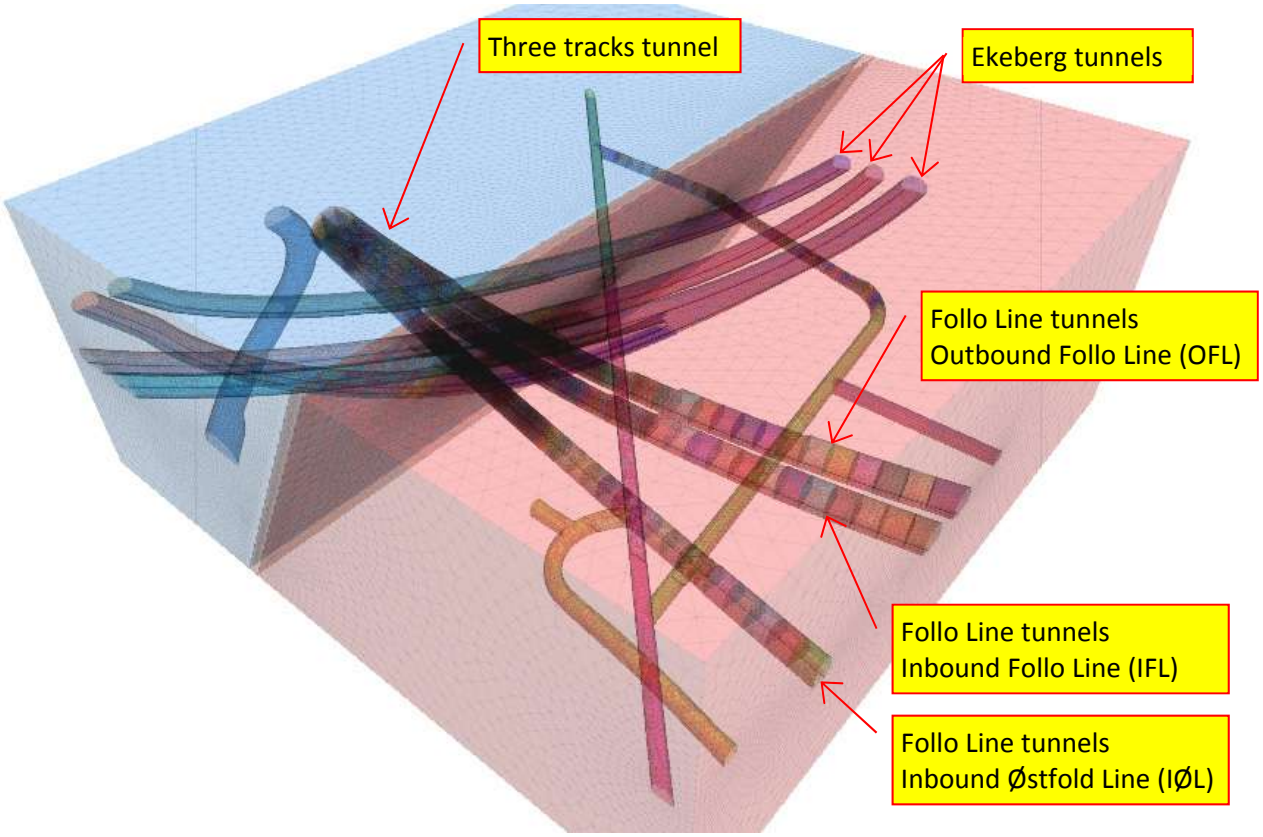


Figure 4: 3D-numerical model of the junction between Ekeberg and Follo Line tunnels.

STRESS AND DISPLACEMENT MONITORING

A comprehensive monitoring program was established to obtain the information for numerical verification, but more crucially to monitor the behaviour of the rock mass between the existing and new Follo Line tunnels. During the excavation of the new tunnels, stress and displacement of the rock mass will develop in connection with the excavation progress. The displacement can be monitored by using extensometers. In this project, extensometer type A5 Rod-type with 4 hydraulic anchors were installed. For monitoring the stress development, SINTEF used an in-house developed special version of the "door-stopper" – which also is called Long-term-door-stopper monitoring (LTDM). Description of this device can be found in Trinh et al. 2016. Extensometers and LTDMs were installed well before the excavation approached the critical junction between the Follo Line and the Ekeberg tunnels.

In this project, it is very important to catch the stress and displacement development in very early stage, well before any instability problem may appear. The purposes to get early

information are:

- Early information can be used to calibrate the numerical model, improving the model during the early construction so that the model becomes a reliable tool for testing the critical excavation stages – excavation close to or directly below the Ekeberg tunnels;
- The stress and displacement development in the rock mass can be followed from the beginning, so that any "unexpected development" can be detected in a good time for further study and actions;
- Early registered data from monitoring equipment can be used with the corresponding rock mass behaviour observed during the construction to design and test the warning system well before the construction progress to the critical area – under the Ekeberg tunnels.

Description of the monitoring program and warning system can be found in Trinh et al. (2017). The installation time and locations of the monitoring system are summarised in Table 4 and Figure 5.

Table 4: Monitoring equipment.

Monitoring equipment	**Time of installation**	**Location**
LTDM-Pillar	May 2015	Installed horizontally in a pillar, between Ekeberg tunnels.
LTDM-Floor	May 2015	Installed vertically downward in the floor of a connection tunnel between Ekeberg tunnels.
Extensometer-Floor	May 2015	Installed vertically downward in the floor of a connection tunnel between Ekeberg tunnels.
Extensometer-Niche	March 2016	Installed vertically downward in the floor of a niche in Ekeberg tunnels.
LTDM-Roof 1	October 2016	Installed vertically up-ward in the Inbound Østfold Line (IØL).
LTDM-Roof 2	November 2017	Installed vertically up-ward in the Inbound Follo Line (IFL), directly below one of a Ekeberg tunnels.
LTDM-Roof 3	November 2017	Installed vertically up-ward in the Three Tracks Cavern.

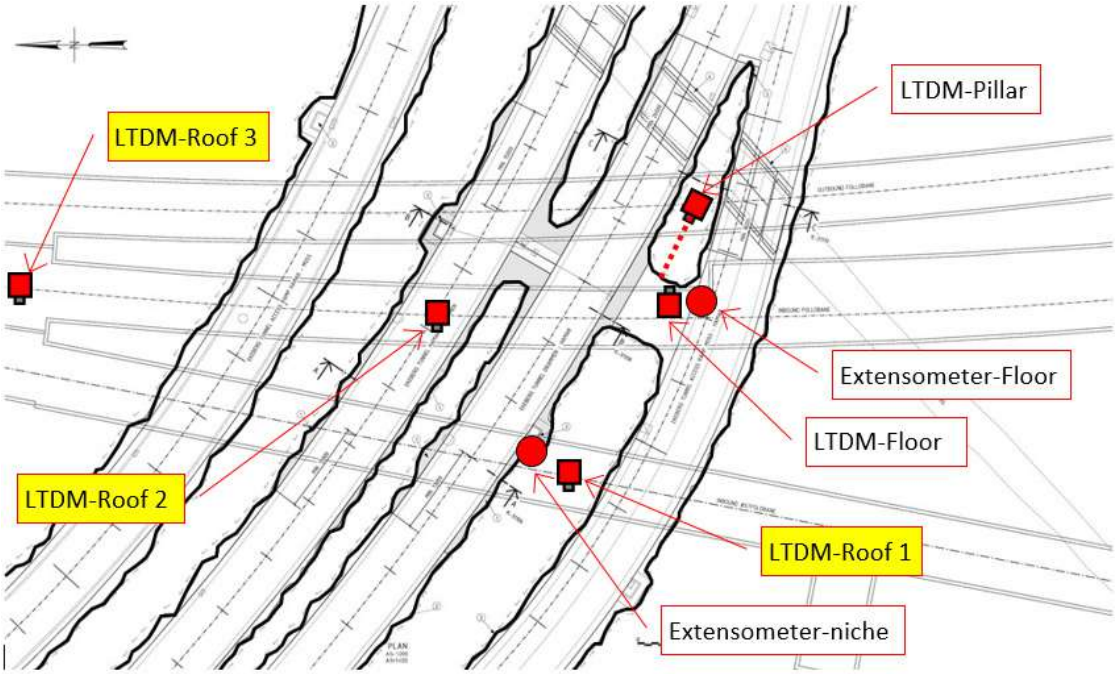


Figure 5: Stress and displacement monitoring.

NUMERICAL MODEL RESULTS VERSUS MONITORING

For IFL and OFL, the construction starts from the south and progressing northward. The first 65 m of both tunnels is excavated by conventional drill and blast with 5 m pull length. After this first 65 m of drill and blast, careful excavation method using drill and split is implemented in the construction plan for more than 50 steps, each step is 2.5 m long. This excavation plan is implemented throughout in the model. During the drill and split, it is planned a certain lagging between the tunnelling face in IFL and OFL. The IFL is progressing first. A lagging distance of 15 m is assumed in the model. Model results for sigma 1, sigma 3, and displacement are presented in Figures 6 to 8 – illustrating a vertical planar section cutting along last part of the Inbound Follo Line (IFL).

- The maximum stress component (sigma 1) around the tunnel increases from about 12 MPa (in-situ original condition) to about 17.5 MPa. The incremental amount is approximately 5 MPa;
- The minimum stress component (sigma 3) around the tunnel decreases from about 5 MPa (in-situ original condition) to about 2.5 MPa. The reduction is approximately 2.5 MPa;
- The tunnel excavation results in a displacement of about 2 to 3 mm around the tunnel. Below the existing Alna river tunnel, the model show that displacement in the new tunnel is from 4 mm to 6 mm. It is thus expected that the maximum displacement in the junction will be 4 to 6 mm after completion of the construction of Follo Line tunnels;
- After three years of construction, the installed monitoring devices (LTDMs and extensometers) have relatively long duration of data record. The recorded data can be used for comparison to the results of the numerical model and monitoring. Figures 9 to 11 present the recorded data versus the numerical model results:
    - Figure 9 shows the numerical model and the recorded data at the LTDM-Floor: The numerical model predicts the maximum stress development in this area is about 17.5 MPa. The recorded data showed that the stress was developed to 15 MPa;
    - Figure 10 shows the numerical model and the recorded data at the LTDM-Pillar: The numerical model predicts the maximum stress development in this area is almost constant at about 10 MPa, whilst the recorded data showed that the stress was around 10 to 15 MPa with small changes during the construction;
    - Figure 11 shows the numerical model and the recorded data at the Extensometer-Floor: The numerical model results and the recorded data is almost identical, which demonstrate a very good match between the numerical model and the actual recorded data. In this particular location, the numerical model can catch both the development tendency and the value of the displacement. There is a tendency of increasing displacement. Even though the displacement is still within the expected value (4 to 6 mm), but this tendency needs to be followed-up;

- The model result shows that the displacements in the Ekeberg tunnels increase by about 1 mm when excavating the IØF, and 2-3 mm after excavation of IFL and OFL. The maximum displacement in the junction is expected to be not more than 4 to 6 mm after completion of all Follo Line tunnels, including the three tracks cavern;

Figure 6: Distribution of sigma 1 along the Inbound Follo Line – Final excavation.

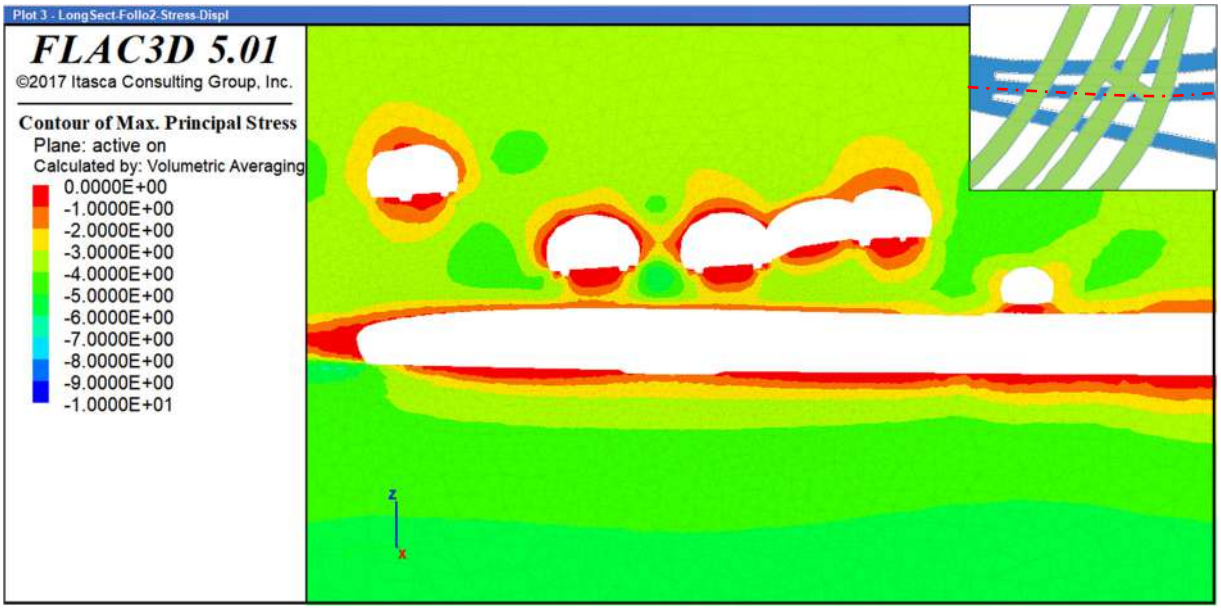


Figure 7: Distribution of sigma 3 along the Inbound Follo Line – Final excavation.

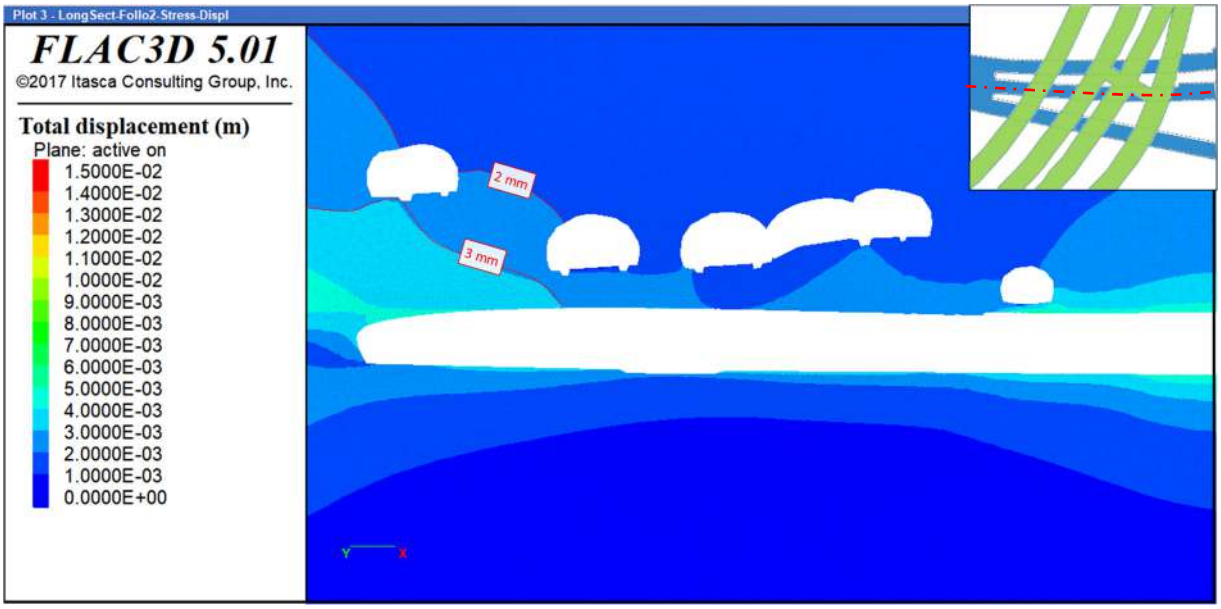


Figure 8: Displacement along the Inbound Follo Line – Final excavation.

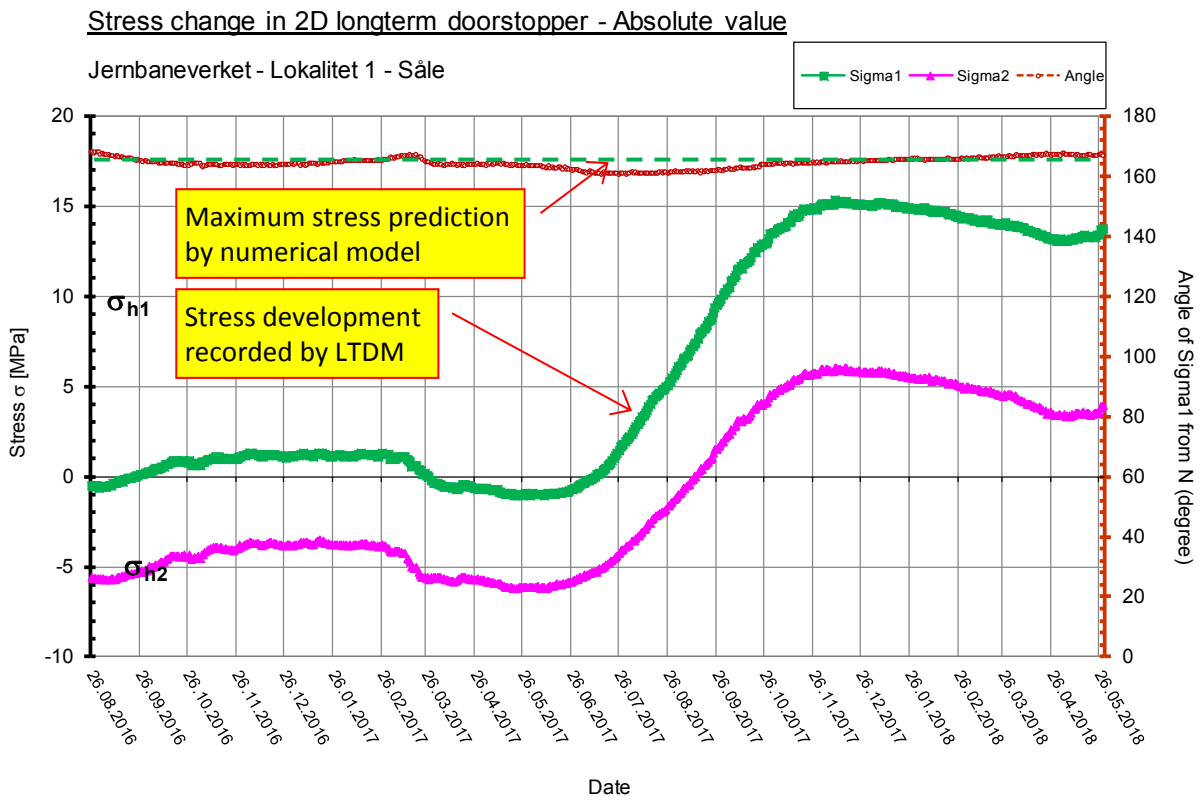


Figure 9: Stress development at the LTDM-Floor (installed in the floor of Ekeberg tunnel, right above IFL, vertical downward).

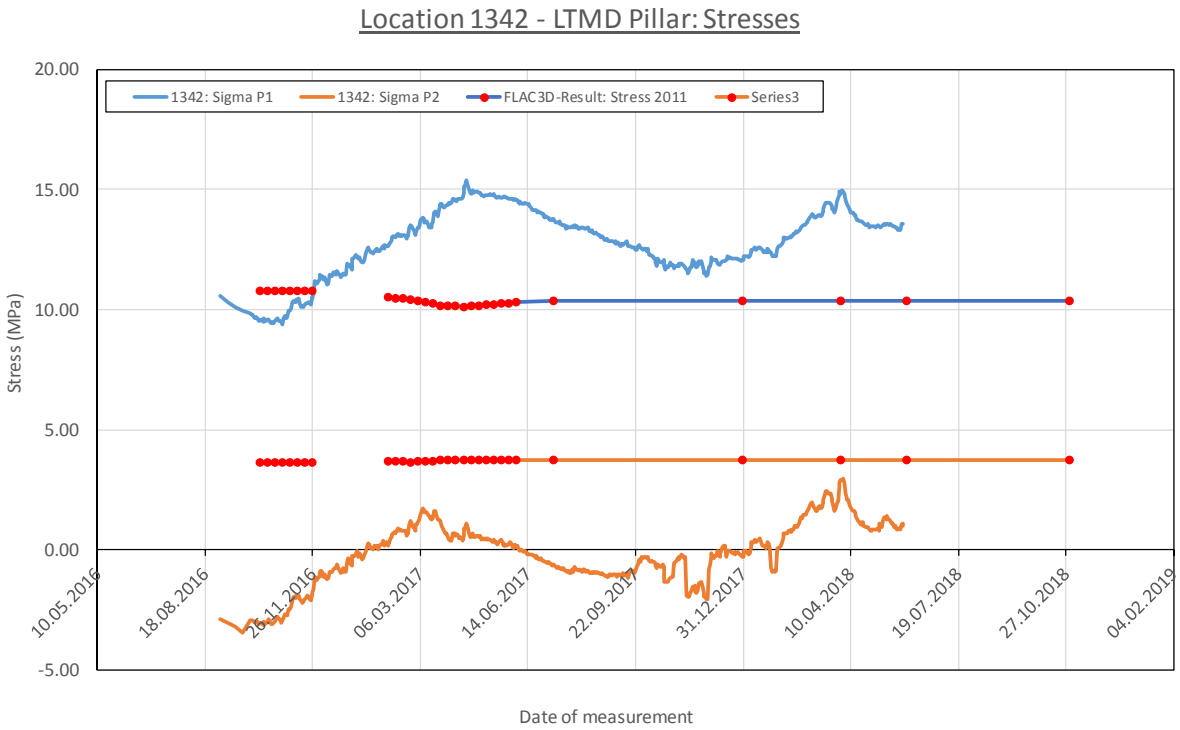


Figure 10: Stress development at the LTDM-Pillar.

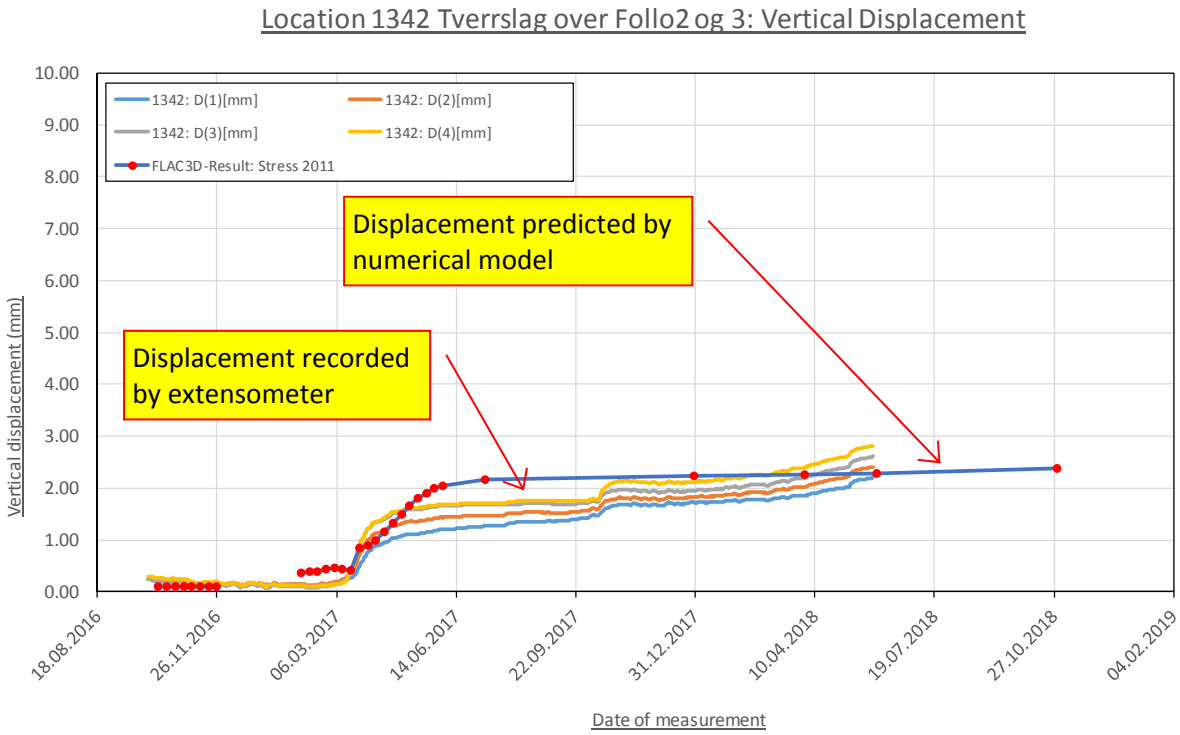


Figure 11: Displacement development at "Extensometer-Floor": model versus monitoring data.

CONCLUSIONS

The new Follo Line tunnels are planned to be just less than 4 m vertical distance below the existing Ekeberg tunnels. The short vertical distance between new and existing tunnels create a huge rock mechanics challenge for planning and construction of the new tunnels. In addition to the short vertical-distance, the traffic flow in the existing tunnels must be maintained at all time.

To deal with the challenges, SINTEF has developed a comprehensive rock mechanics procedure, which is a combination of three components: investigation, 2-D and 3-D numerical modelling, and monitoring. The first component includes all investigations ,such as rock stress measurements/laboratory tests, geological mapping, carried out to supply high quality inputs to the numerical models. Based on these inputs, comprehensive numerical model(s) can be established and simulated to provide information needed for further evaluation and decision-making. To increase the reliability of the model(s) even further, it is then followed, verified, and improved along the way by using results from the monitoring program for continuous verification and improvement.

Experience so far from the construction is that the entire rock mechanics procedure is working smoothly providing reliable information for evaluation of the safety situation for both new and existing tunnels. With help from other components, the 3D numerical model established for the Ekeberg and Follo Line junction becomes a reliable tool for planning and construction of this complicated junction.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to express their thanks to Bane NOR for permission to prepare and publish this paper.

REFERENCE

BaneNOR (2018) "Bane NOR skal ut med fire nye kontrakter i Follobanen". Published online on 19/04/2018 at https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/om-follobaneprosjektet/innhold/2018/bane-nor-lyser-ut-fire-nye-kontrakter-i-follobanen/

Holmøy K.H., Trinh Q.N., Backer L., (2015) "3D-numerisk analyse, Follobanen/Ekebergtunnelene", FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK, BERGMEKANIKK/

Itasca, 2015: FLAC3D – version 5.00, http://www.itascacg.com/software/flac3d

Trinh Q. N., Holmøy H. K., Larsen T., and Myrvang A., 2016: "Continued rock stress and displacement measurements combined with numerical modeling as an active, realistic rock engineering tool", RS2016 Symposium, 7th International Symposium on In-Situ Rock Stress, May 10-12, 2016, Tampere, Finland.

Trinh Q. N., Holmøy, K. H. and Sagen H. W., 2017: "Warning system during construction of Follobanen tunnels under the Ekeberg tunnels", National conference – Rock Blasting Conference 23rd -25th November 2017, Olso, Norway.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

DESIGN AND CONSTRUCTION OF CAST IN-SITU STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE HYDROPOWER HEADRACE TUNNELS

Prosjektering av fullt utstøpte, stålfiberarmerte tilløpstunneler

Bruce Ashcroft, Tunnel Engineer, Multiconsult Norge AS
Gary Peach, Resident Engineer – TBM, Multiconsult Norge AS
Jack Mierzejewski, Principal Engineer – Tunnels, Multiconsult Norge AS
Benoit De Rivaz, Global Technical & Business Manager, Bekaert
Yerlikaya Mehmet, Technical Manager, Bekaert

SUMMARY

Twin 8.5 m diameter, 10 km long parallel headrace tunnels under overburdens of up to 1 870 m with high horizontal stresses were excavated as part of the headrace tunnel system for a hydroelectric Project located in northeastern Pakistan using two open gripper Tunnel Boring Machines (TBMs). The permanent support typically comprised a shotcrete lining applied over initial support elements.

However, concrete lining was required in certain areas of extremely poor ground conditions, such as a major fault zone, areas of sheared mudstone and a section badly damaged by a severe rockburst. Once placement of conventionally reinforced concrete commenced, it was found to be taking longer than anticipated, prompting a search for alternative solutions. Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) proved to be the most viable option for accelerating the concrete lining programme.

This paper briefly outlines the requirement for a concrete lining in the aforementioned areas, and the rationale followed to come up with the most cost-effective solution. It includes an assessment of the suitability of a conventionally reinforced concrete lining versus an SFRC lining, the design basis, and the actual design itself. A comparison of the costs and durations to install the two types of lining is also presented.

SAMMENDRAG

Som del av utbyggingen av et vannkraftverk nordøst i Pakistan ble det fullprofilboret en toløps trykktunnel på 10 km. Begge tunnelløp drives med hver sin åpen gripper TBM med diameter på 8,5 meter. Tunnelstrekningen har en overdekning på inntil 1870 meter med store horisontale bergspenninger. Den permanente bergsikringen består typisk av sprøytebetong påført over arbeidssikringen bestående av armeringsnett og fjellbolter.

I enkelte områder med ekstremt dårlige bergforhold var det nødvendig å sikre med full betongsutstøpning, som større svakhetssoner, områder med svak leirskifer og soner ødelagt av bergslag. Det viste seg at sikring med konvensjonell armert betongutstøpning var langt mer tidkrevende enn først antatt, og en studie av alternative utstøpninger ble igangsatt. Det ble valgt å sikre med en plasstøpt stålfiberarmert betong for å sikre akseptabel fremdrift.

Denne teksten beskriver kort kravene til betongutstøpningen i områdene med dårlige bergforhold og begrunnelsen for å velge stålfiberarmert betong i stedet for konvensjonell armert betong. Teksten sammenligner egnetheten til konvensjonell betongutstøpning med fiberarmert betongsikring, samt diskuterer designgrunnlaget frem til prosjektert løsning. En sammenligning av kostnad og tidsforbruk for de to metodene diskuteres til slutt.

PROJECT DESCRIPTION AND OVERVIEW

The hydroelectric project is located in the Muzaffarabad district of Azad Jammu & Kashmir (AJK), in northeastern Pakistan. Geographically, the area consists of rugged terrain between 500 and 3200 m in elevation within the Himalayan foothill zone known as the Sub-Himalayan Range.

The project is a run-of-river one, employing 28.6 km long headrace and 3.6 km long tailrace tunnels to cut off a major loop in the river system, transferring the waters of the Neelum River into the Jhelum River, for a total head gain of 420 m (Figure 1). The headrace tunnels comprise both twin (69 %) and single (31 %) tunnels, while the tailrace tunnel consists of a single tunnel. Design capacity of the waterway system is 283 cumecs.

The project, which was completed in 2018, has an installed capacity of 969 MW, generated by four Francis-type turbines located in an underground powerhouse.

At commencement of construction in 2008, all tunnels were to be excavated using conventional drill & blast techniques. However, it soon became apparent that with the equipment being employed, a 13.5 km long section of the headrace twin tunnels underlain by high terrain that precludes construction of additional access adits, would take too long to excavate.

Consequently, the construction contract was amended to allow the operation of two 8.5 m diameter open gripper hard rock TBMs to each excavate some 10 km of the twin headrace tunnels (Figure 1), with an initial centre-to-centre lateral spacing of 33 m, later increased to 55.5 m.

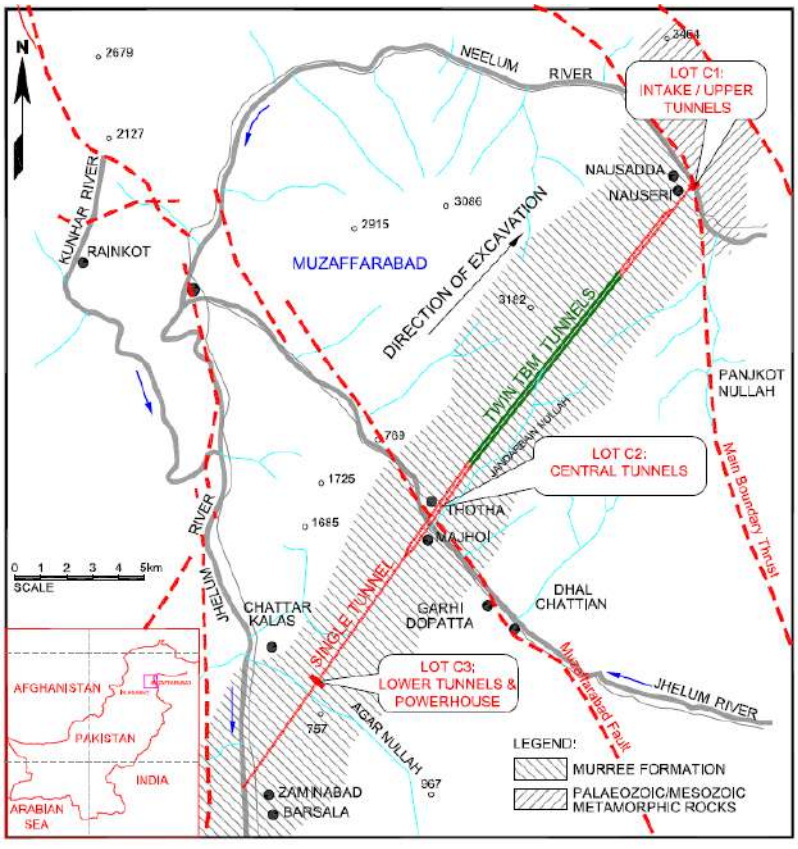


Figure 1: Project layout showing TBM Twin tunnels (in green), major faults (dashed) and simplified alignment geology

The tunnel excavation diameter was 8.5 m diameter giving a total face area of 56.75 m^2. Excavation direction was upstream to promote drainage with a typical gradient of 0.8 %. The open gripper design was selected to give the most flexibility for the expected conditions – possible squeezing ground given the relatively weak rock mass and overburden up to 1 870 m, and the potential for rockbursts in the stronger beds. Excavation of the TBM tunnels commenced in January 2013 and was completed in May 2017.

The initial design for the entire project had employed a shotcrete lining throughout, but with short sections of full concrete lining in zones of poor ground, estimated during the feasibility study to add up to about 10 % of the total length.

However, shortly after commencement of the project, the change was made to a full concrete lining for all headrace tunnels, with the exception of the TBM portion, which retained a shotcrete lining for a number of reasons. Specifically, it was judged that the TBM excavation method had several advantages over the Drill & Blast method that resulted in a significantly less-disturbed rock mass, a much smoother tunnel profile, a circular rather than horseshoe shape, and the ability to spray a much more uniform shotcrete layer.

Nevertheless, it was recognized that some sections of concrete lining placed over the shotcrete lining would be required in zones of poor ground, albeit with a shorter aggregate length than the original 10 % estimate, judging by conditions in the early tunnels. It must also be stated that the importance of such local reinforcements had been unavoidably highlighted by the issues encountered on the Glendoe project in Scotland a few years earlier.

It is these sections of concrete lining, which of necessity had to be mostly completed before tunnel excavation had finished, that are the subject of this paper.

Geological Setting

The entire project was excavated in the molasse-type sedimentary rocks of the Murree Formation, which is of Eocene to Miocene age. The succession comprises intercalated beds of sandstone, siltstone and mudstone that have been tightly folded and tectonized, with generally steep bedding dips and a northwesterly regional bedding strike, rarely far from perpendicular to the tunnel azimuth. Weakness zones and local faults were commonly observed, and were invariably oriented parallel to the regional bedding strike. The Uniaxial Compressive Strengths (UCS) of the various lithologies are as follows, in decreasing order:

- Sandstones: UCSs in the 130 to 230 MPa range; sandstones make up approximately 21 % of the succession. These rocks form the principal aquifers within this formation.
- Siltstones & Silty Sandstones: UCSs in the 50 to 70 MPa range; these rocks make up approximately 70 % of the succession.
- Mudstones: UCSs generally in the 30 to 40 MPa range; mudstones make up approximately 9 % of the succession. An important sub-group of this unit are the weaker sheared mudstones, which comprise about 15 % of all mudstones, excluding a major fault zone comprising 110 m of tunnel length. Observation of mudstones that had been exposed to air and moisture for over a year showed that approximately 3.5 % of mudstones, all of them part of the sheared mudstone sub-group, had a propensity to soften and slake. The thickness of these beds mostly varied between 0.5 and 3 m, with one thicker 6 m bed. Extrapolating these results to the whole tunnel indicates that less than 0.3 % of the tunnel was likely excavated in these deleterious materials. However,

it was recognized that while individual beds of these poor materials posed little risk, groupings of closely-spaced beds would require the protection offered by a full concrete lining.

In-situ stress measurements performed prior to commencement of construction, but at some distance from the TBM tunnels, showed results that were loosely clustered around a horizontal-to-vertical stress ratio (k) of unity. A similar stress regime was thus anticipated for the TBM tunnels, despite the higher overburdens. However, rockbursts commenced in the leading TBM 2.3 km into the drive, and increased dramatically after a further 2.4 km of excavation, prompting further in-situ stress measurements, performed by overcoring in sandstone beds. These measurements indicated significantly higher horizontal stresses (k up to 2.9) over a significant portion of the TBM tunnels, with the major principal stress oriented sub-horizontally, and nearly perpendicular to the tunnel azimuth.

TBM Configuration and Rock Support Installation

The two TBMs were conventional in their layout, and were based on the successful Gotthard Base TBMs. Nearly all rock support elements, including rock bolts, mesh, channel sections and TH ring beams, but with shotcrete application limited to the maximum extent possible, were installed in the so-called L1 zone immediately behind the shield.

The shotcreted tunnel invert was installed between the L1 and L2 zones, while the majority of shotcrete was sprayed in the L2 zone, some 60 m behind the face, using robots installed outside a cylindrical shield that kept workers and equipment free of overspray and rebound. Figure 2 shows a typical schematic of an open gripper TBM.

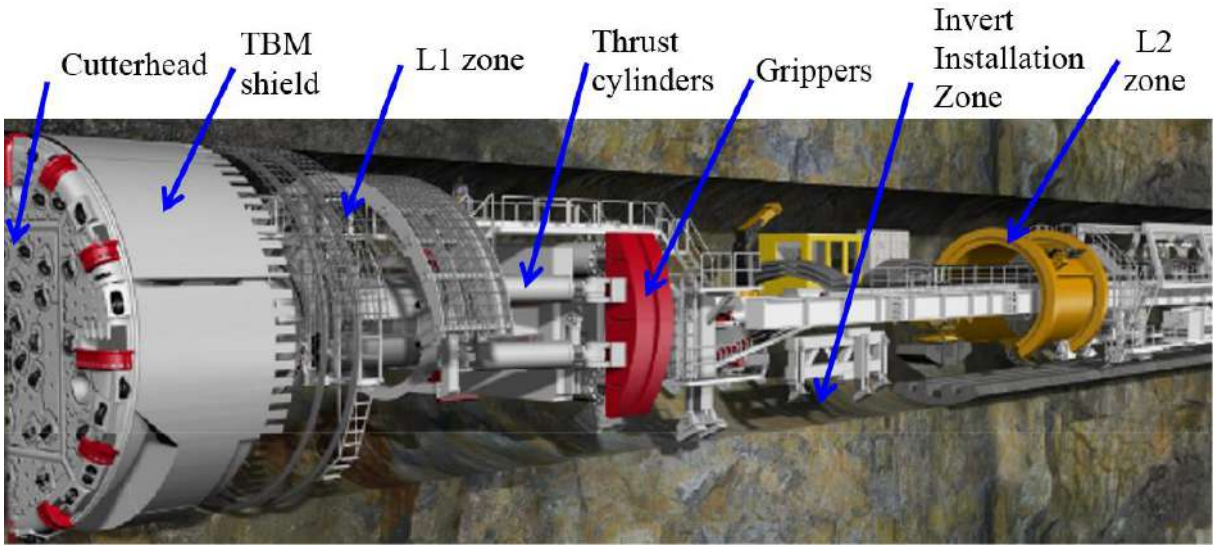


Figure 2: Schematic of open gripper TBM (indicative only) [Jehlem (2011)]

Rock Support

The widely accepted Norwegian Geotechnical Institute (NGI) Q-system of rock classification was employed to assess rock mass quality as ground became exposed behind the shield, and was used as a basis for support installation (NGI, 2015).

For the support design, Q value groupings were allocated to rock support classes, designated RS2 through RS5 with decreasing rock quality. The actual design was based on empirical methods verified by numerical finite element analysis. Once rockbursts commenced, a new rock support category had to be devised that dealt specifically with conditions where rockbursts were expected (invariably in massive sandstone beds, or massive siltstones close to sandstone contacts). This new support class was termed RSr. Although switching to an energy-absorbing 'dynamic' support was researched exhaustively, the original stiff support was ultimately retained for practical, operational, cost and (very importantly) worker psychological considerations.

The finalized rock support classes, and which were subject to modification as necessary at the tunnel face, are shown in Table 1.

Table 1: Summary of finalized rock support design

		ROCK SUPPORT DESIGN (FINAL VERSION)				
		Rock bolts		Mesh	SFR shotcrete	TH40 ring beams
Support class	Rock Type or Rock Mass Condition	Longitudinal Spacing (m)	Radial Spacing (m)	150 x 150 x 8 mm	Thickness (mm)	Spacing (m)
RS2	Sandstone	1.7	1.5 - 2	√	125-170	
RS3	Siltstone	1.2 – 1.7	2	√	150-170	
RS4	Poor & Very Poor Rock	0.85 – 1.7	1.5	√	180-220	1.2 – 1.5
RS5	Extremely Poor Rock	0.85	1	√	300	0.85
RSr	Rockburst Condition	1	1	√	300	0.7 – 0.9

TBM EXCAVATION

Progress

Both TBMs started headrace tunnel excavation in early 2013 with completion by the first TBM in October 2016 and the second TBM in May 2017. The lengths of the left and right tunnels, respectively (looking downstream), were 10.428 km and 9.893 km, giving an average daily excavation rate of 8.02 m and 6.37 m. For simplicity, the chainages used in this report start at zero where TBM excavation commenced, and increase in the direction of advance. (In practice, construction records reflect actual chainages, which decreased with upstream advance, and which took into account a section of drill & blast tunnel upstream.) Over most of the excavation programme, the left TBM was generally the lead TBM.

Encountered Ground Conditions

Because of the high topography and remote location, no practical site investigation apart from geological mapping and photo-interpretation had been practicable prior to commencement of excavation, placing a heavy reliance on probing ahead of the drives.

Overall, encountered ground conditions were better than expected, in that the squeezing conditions anticipated in the weaker mudrocks were never encountered, despite an overburden of up to 1 870 m. The most likely explanation for this is that the closely intercalated nature of weak and strong lithologies meant that there was always a 'skeleton' of stronger sandstones and siltstones that provided support for the excavation. Also of benefit to the excavation was the almost complete absence of groundwater ingress.

Furthermore, with the exception of a single major fault, encountered some 1.5 km into the drives and described below, no other major faults were encountered. Small-scale faulting was common, as were shear zones along beds of weak mudstone, but the strike of most of these features followed the regional bedding strike, which the alignment usually beneficially intersected close to perpendicularly (with the notable exception of the location of the largest rockburst).

On the negative side, however, the incidence of rockbursts was significantly higher than had been anticipated, primarily it is thought because of the existence of elevated horizontal stresses that were unanticipated. It is these rockbursts that primarily contributed to the overall low daily production rates. The left tunnel experienced 937 documented rockbursts, ranging from small to major violent events, while the (usually trailing) right tunnel experienced 590 rockbursts. The zone of the most intense rockbursts persisted for approximately 3 km, before diminishing relatively abruptly.

The two longest sections that required concrete lining were the major fault encountered in both drives, and the location of the largest rockburst experienced on the project, which was named '5/31' after the day on which it occurred, May 31st, 2015. Both features, which are described in more detail below, necessitated construction of concrete lining in both tunnels for over 100 m.

The junction with an access adit, A2, required 48 m of concrete lining in the left tunnel to ensure stability and improve hydraulics. Additional, shorter 12 or 24 m-long sections of concrete lining were required in the left tunnel only. Two of these sections were in sheared mudstone that was judged to require additional support, and one was in an area of badly delaminated shotcrete lining. The sections of concrete lining that were placed in the TBM tunnels are shown in Table 2. They amount to 612 m of tunnel, or 3.0 %, significantly lower than the approximately 10 % estimated during the feasibility study.

Encountered Geological Features Requiring Extensive Concrete Lining

Two geological features required concrete lining in both tunnels in excess of 100 m length. The first is a 95-110 m wide zone of highly sheared mudstone that unusually was associated with groundwater inflows of up to 10 L/min. During the initial encounter by the left TBM, a cavity formed above and ahead of the cutterhead, and the TBM subsequently became jammed at Ch. 1+430 m by the pressure of the collapsed fault gouge on the shield. Stabilizing the excavation and freeing the TBM required installation of a pipe roof canopy, followed by excavation of a top-heading above the cutterhead, and extensive chemical and cement grouting to consolidate the ground ahead of the TBM.

The second feature was the 5/31 rockburst that occurred in the right TBM tunnel, which at the time was trailing the left TBM by 180 m, separated by a 24.5 m wide pillar. The event had a calculated energy release equivalent to a Richter magnitude 2.4 earthquake, causing extensive

damage to the TBM, ancillary equipment and rock support as well as significant damage to the tunnel lining of the already-excavated neighbouring TBM tunnel. It disabled the TBM for 7.5 months.

Table 2: Summary of TBM tunnel sections with concrete lining installed

Tunnel	Chainages	Length (m)	Lining Type	Reason for Lining
Left	6+022 to 5+854	168	Conventional RC	5/31 rockburst
Right	5+818 to 5+698	120	Conventional RC	
Left	1+649 to 1+553	96	Conventional RC	Major Fault
Right	1+512 to 1+404	108	Conventional RC	
Left (U/S)	1+710 to 1+698	12	SFRC	Adit A2 Hydraulic Improvements
Left (D/S)	1+698 to 1+662	36	SFRC	
Left	1+327 to 1+303	24	SFRC	sheared mudstone 1
Left	1+188 to 1+164	24	SFRC	sheared mudstone 2
Left	0+466 to 0+442	24	SFRC	delaminated shotcrete
TOTAL		612		

Requirement for Rapid Construction of Concrete Lining

Given the obstacles posed by everyday rockbursts, not to mention the catastrophic 5/31 event, it is perhaps not surprising that the tunnel excavation programme slipped significantly behind schedule, and that as the commissioning date approached, it had become one of the project structures (but by no means the only one) on the critical path.

To meet project deadlines, as much of the concrete lining as possible had to be placed within each tunnel while the TBMs were still operational. Failing that, remaining installation had to proceed after completion of the excavation, but while parts of the TBMs were being removed and other tunnel finishing works, such as grouting, were being completed.

Throughout the lining installation, full tunnel logistical access by way of the rail track had to be maintained. These factors significantly influenced the methodology selected. Principally, the solution was to install the additional concrete lining in two stages. Stage one consisted of the installation of the upper 270° of the concrete lining, while maintaining full tunnel access for other tunnel related work. Stage two consisted of the installation of the lower 90°, after the tunnel rail track had been removed and was no longer required.

Locations of Additional Concrete Lining

Concrete lining works commenced at the upstream end of the tunnel and worked backwards downstream. However, it gradually became apparent that the logistical complexity of the operation, with the various concrete lining sections distributed in discrete zones often hundreds of metres apart, all the while maintaining rail access, was delaying completion more than anticipated. One way of streamlining the process was to prioritise construction of the remaining lining sections further downstream initially. This became the driver for assessing and developing alternative concrete lining methodologies.

A major task in conventional reinforced concrete lining construction involves the careful installation of reinforcing bars at their required locations. It was recognized that considerable

time could be saved by the implementation of a SFRC lining, and this technique rapidly became the preferred acceleration option.

A comprehensive design review was initiated for the remaining concrete lining locations, and the computations showed that SFRC met all the required specifications, so much so, that its use for most of the required concrete lining sections would have been possible from the start. The design methodology used for the SFRC lining is presented in detail below.

DESIGN

Introduction

Although the majority of the reinforced concrete tunnel linings on the project had been done so with conventional steel bars, steel fibres were considered as a suitable alternative for certain sections within the TBM tunnels since:

- The lining shape was circular (as opposed to the horseshoe shape of the portion of the tunnels excavated by Drill & Blast)
- High compressive axial forces would act on the lining with low bending moments
- Steel fibres work to prevent the formation and widening of cracks

Geometry

As previously mentioned, the excavated diameter of the TBM tunnels was 8.53 m. Due to the severity of some of the ground conditions encountered, large quantities of initial support had been installed in sections where a permanent concrete lining was required, e.g. heavy steel ring beams at 700 mm centres longitudinally along the tunnel and thick layers of shotcrete. A generous allowance of 350 mm had therefore been stipulated for the initial support and any convergence. The minimum design concrete lining thickness was specified as 350 mm (Figure 3). This thickness was a compromise between finding a constructible solution that achieved the design intent, whilst reducing the cross-sectional area of the waterway as little as possible in order to minimise the head loss and thereby the hydraulic penalty.

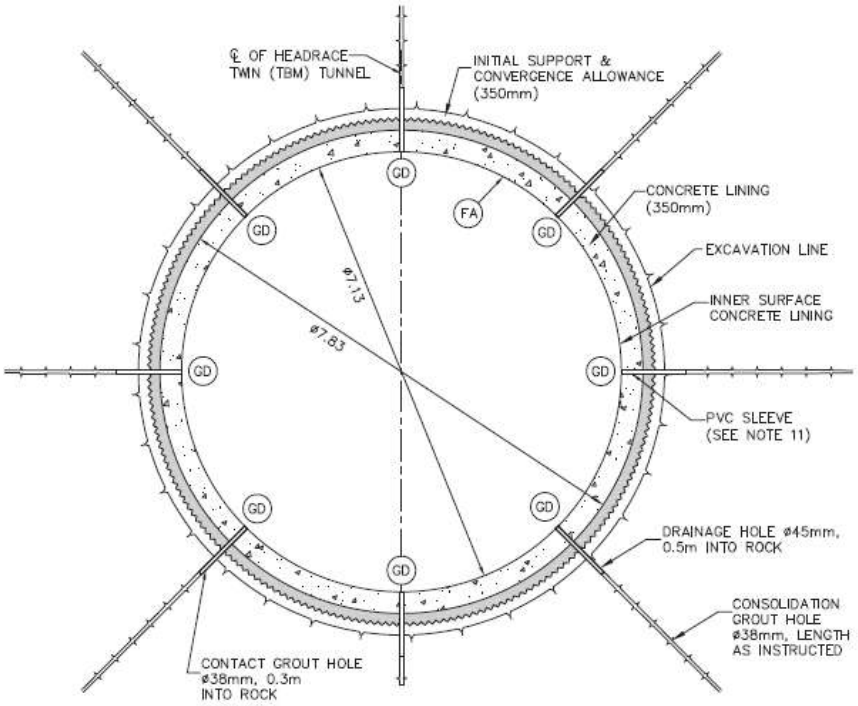


Figure 3: Cross-section of concrete outline

Design Loads and Tunnel design cases

The design loads and tunnel design cases applied in the design are summarised in Table 3.

Table 3: Design loads (with their factors) assumed to act on the lining.

Tunnel Design Cases	Construction Case	Filling Case	Operational Static Case	Transient Water Hammer Case	Dewatering Case	Faulted Ground Special Case
Design Loads						
Dead Load	1.1	1.1	1.3	1.1	1.1	1.1
Contact Grouting Pressure	1.4					1.4
External Water Pressure	1.4	1.4			1.4	1.4
Transient Water Pressure				1.1		
Wedge Failure Of Rock	1.2	1.4	1.4		1.4	
Faulted Ground						1.2

Structural Analysis of the Lining and Design Assumptions

Elastic continuum, closed form analysis was used to determine the stresses acting on the lining. The analysis is based on excavation and lining of a hole in a stressed isotropic and homogeneous elastic medium.

Once bending moment and ring thrust in a lining have been determined, or a lining distortion estimated based on rock-structure interaction, the lining must be designed to achieve acceptable performance. Since the lining is subjected to combined normal force and bending, the analysis is carried out using the moment-axial force capacity curve, (U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

Due to local areas of overbreak or variations in the convergence and thickness of initial support, the concrete lining may in reality deviate slightly from the actual design value. As well as obviously affecting the centroid radius value of the tunnel, the thickness of the lining affects the second moment of area, *I*, of the lining. The second moment of area is also affected by the reduced stiffness effect of having joints in the lining (the upper 270° is placed first and then the lower 90° is cast below the advancing formwork). In this analysis, as well as calculating the standard value of *I* based on the thickness of the lining, a sensitivity analysis with different scenarios was also performed where upper and lower bound values were calculated by taking a percentage variation of the 'standard' value.

Design of Conventionally Reinforced and Fibre Reinforced Lining

Material properties

The material properties employed in the design are presented in Table 4:

Table 4: Material properties used for design

Material	Property	Value
Concrete	Specified compressive strength of concrete (MPa)	30
	Modulus of elasticity of concrete (GPa)	25.74
	Poisson's ratio	0.15
Steel reinforcement bars	Specified yield strength of reinforcement (MPa)	400
	Tensile strength of reinforcement (MPa)	620
	Elastic Modulus of steel (GPa)	200
Steel fibres	Fibre length (mm)	35
	Fibre diameter (mm)	0.55
	Aspect ratio l/d	65
	Tensile strength (MPa)	1345
	Young's modulus (GPa)	210
	Minimum Dosage (kg/m^3)	40
	CMOD 0,5mm, $f_{R1,m}$ (MPa)	3.7
	CMOD 1,5mm, $f_{R2,m}$ (MPa)	3.9
	CMOD 2,5mm, $f_{R3,m}$ (MPa)	3.6
	CMOD 3,5mm, $f_{R4,m}$ (MPa)	3.2

Serviceability Limit State (SLS) Design

Serviceability Limit State (SLS) Design for Conventionally Reinforced Lining

The minimum required cover according to the applicable standards was 75 mm for the structure. #8 (25 mm diameter) and #6 (19 mm diameter) reinforcement bars were specified at centres of 175 mm in the circumferential and longitudinal directions respectively. This reinforcement configuration satisfied the minimum reinforcement requirements and other durability considerations stipulated in the relevant standards such as:

- Minimum reinforcement
- Requirements for flexural crack control
- Requirements for temperature and shrinkage reinforcement

Serviceability Limit State (SLS) Design for Steel Fibre Reinforced Lining
Crack control is one of the main benefits provided by steel fibres to structural elements. If these cracks do not exceed a certain width, they are neither harmful to a structure nor to its serviceability. The limitation of crack width means that steel fibres provide a post crack strength to the concrete.

Fibres may have been originally introduced for strengthening of the matrix, without distinguishing the difference between material strength and material toughness. (Toughness is used for describing the post-peak response of structural members that quantifies the energy absorption characteristics.) The most significant effect of fibre addition to the brittle cementitious matrix is the enhancement of toughness.

One of the greatest benefits to be gained by using steel fibre reinforcement is improved long-term serviceability of a structure. SFRC in a tunnel lining offers:

a) Excellent ductility
b) Reduction in the shrinkage of concrete
c) Elimination of mistakes in conventional reinforcing
d) Shorter construction periods compared to traditional ones
e) Increased tensile and flexure strengths that are equal in all directions
f) Easy crack control and high absorbed energy after matrix failure

The distance between steel fibres is much smaller than typical spacing between traditional bars. Unlike reinforced concrete, fibres are distributed throughout the whole section. Hence, there is no concrete cover without reinforcement. Furthermore, stresses in the root of a crack can be picked up more quickly. This is why crack propagation and crack patterns change when compared to plain or even reinforced concrete (Vitt, 2005).

Ultimate Limit State (ULS) Design
The ULS axial loads and bending moments were determined for each type of scenario for each tunnel design case. The moment – axial force capacity curve for the conventionally reinforced section was plotted assuming that there was an equivalent area of circumferential reinforcing steel of 2805 mm^2/m in each face of a column under combined axial load and bending. The moment – axial force capacity curves for the SFRC lining were generated using both the Rilem Method and the method detailed in Appendix A of ACI 544.7. These curves are plotted in Figure 4. The singular points on the diagram are the results from the elastic continuum analysis for different scenarios for each of the tunnel design cases listed in Table 3. Figure 4 shows that the points fall within the capacity curves for SFRC.

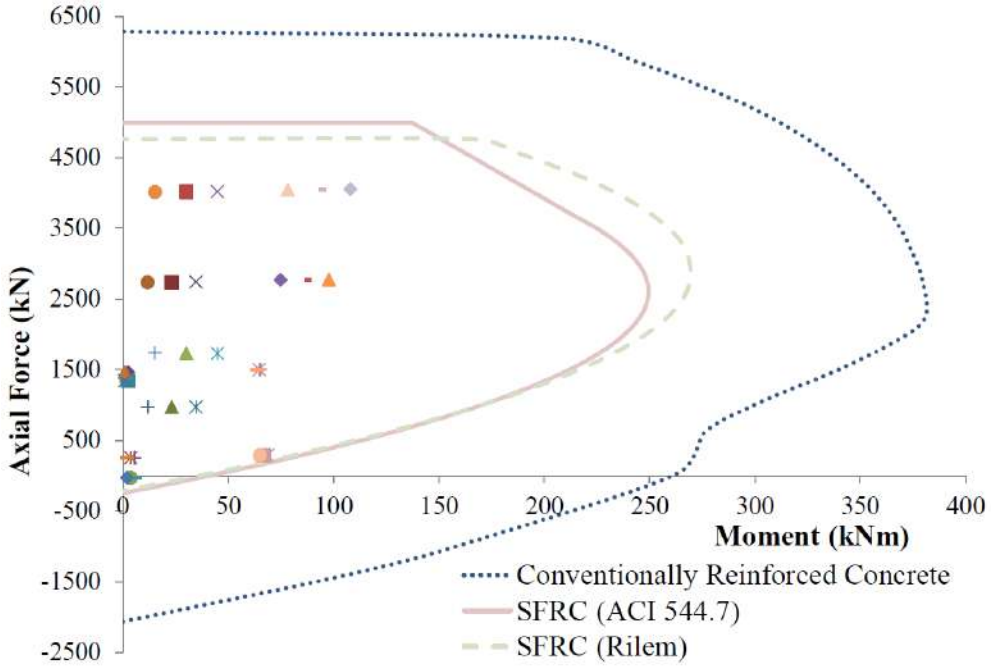


Figure 4: Moment - Axial Force Interaction Diagram - Circumferential Direction from Elastic Continuum Method

The shear was checked using the equation: $V_{max} = [(M_{max} - M_{min})/R]$

The shear capacity of the concrete alone (without separate shear reinforcement or taking the beneficial effect of the fibres into account) was found to be easily adequate, even for the maximum factored shear force of 58 kN.

DURABILITY CONSIDERATIONS WHEN USING SFRC

SFRC is often used for concrete structures subject to severe exposure conditions e.g. bored tunnels exposed to saline ground water containing high levels of sulphates (Edvardsen, 2018). Two phenomena need to be examined when analyzing the durability of SFRC:

- The reinforcement has to provide good "tightness" against infiltration of water by controlling in situ crack opening
- Corrosion of the reinforcement should not cause a notable reduction in the bearing capacity of the lining

Two different configurations must be taken into account when analyzing the corrosion of steel fibres and its consequences:

1. The fibre does not cross a crack emerging on the surface
2. The fibre crosses a fracture crack on the surface

In the first case, apart from some stains which affect the appearance of the structures, corrosion of the fibres does not lead to any serious problems for the durability or the bearing capacity of these structures in SFRC.

In the second case, the bearing capacity of the SFRC is not reduced significantly with crack openings of 250 μm or less.

The corrosion resistance of SFRC is governed by the same factors that influence the corrosion resistance of conventionally reinforced concrete. Processes such as carbonation, penetration of chloride ions and sulphate attack are in direct proportion to the permeability of the cement matrix.

As long as the matrix retains its inherent alkalinity and remains intact, deterioration of SFRC is not likely to occur. It has been found that good quality SFRC, when exposed to conditions conducive to reduced alkalinity, will only carbonate to a depth of a couple of millimeters over a period of many years (Kern, Schorn, 1991) (Hannant, Edgington, 1975).

PRACTICAL CONSIDERATIONS FOR CONSTRUCTION

Transition Between Concrete Lining and Shotcrete Lining

The roughness of the contour of the transitions between the concrete and shotcrete lining were required to be smoothened to a maximum angle of 1:12 looking downstream and 1:4 looking upstream with smooth transitions (Figure 5). This would lead to the maximum tolerated permissible hydraulic penalty.

The transition was anchored into the rock as shown to prevent it delaminating from the original shotcrete lining under operational conditions. Dowel bars were used to secure the individual concrete panels.

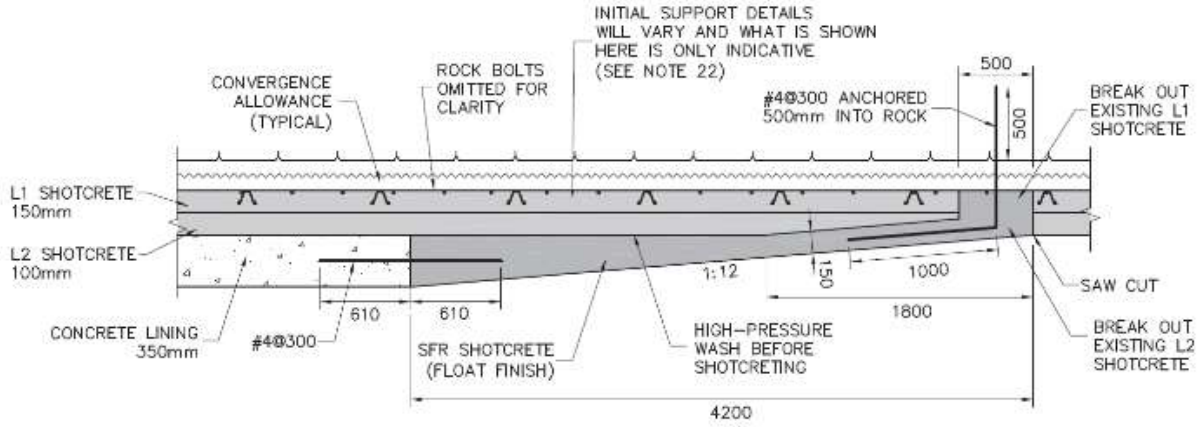


Figure 5: Downstream transition detail

The exact extent of the initial support varied for any given location. As such the transition detail shown in Figure 5 is theoretical and was adjusted in the field according to actual conditions.

Miscellaneous Practical Design Considerations

The following practical details were specified on the drawings:

- Grout sleeves, (60 mm diameter), are to be set into the concrete to avoid damage by drilling to reinforcement.
- Transverse joints between adjacent lining sections are standard construction joints.
- Drainage holes shall be drilled as shown, and:
    - where seepage is encountered; for upper holes & as directed.
    - in sandstones regardless of seepage

    - over long sections of seepage or sandstone, the pattern shall be repeated at 3m intervals.
    - lower drainage holes are mandatory at 3 m intervals
- Drainage holes drilling shall be performed after the contact/consolidation grouting has been carried out.
- A 75 mm wide strip of non-woven 500-600 GSM geotextile is to be folded as needed to a 10mm thickness and secured around the circumference of each joint prior to casting the next joint.
- A 150 mm wide strip of non-woven 500-600 GSM geotextile is to be folded as needed to a 10mm thickness and secured to the shotcrete along the centerline of every third joint ahead of any concrete lining operations.

COMPARISON OF COSTS AND DURATIONS

Comparison of Time and Cost of Different Methodologies

The requirement to meet a completion date necessitated the implementation of a detailed project management system to record all aspects of the concrete lining. This data was recorded by both design and supervision teams, and the key points are presented in Table 5.

The sections numbered 1 to 4 refer to additional concrete lining sections constructed using concrete with steel reinforcement bars, or what may be considered the conventional methodology. Sections numbered 5 to 9 refer to the sections of lining constructed using SFRC.

The sections numbered 1, 2, 3, 7, 8 and 9 were installed whilst maintaining full logistical access for other tunnel works by way of the rail track. Sections 4, 5 and 6 were the last sections to be installed when there was no requirements to maintain tunnel access for other works. Furthermore, they were located directly adjacent to access Adit A2, affording uninterrupted access to surface facilities. (It should be noted that while section 4 was one of the last to be placed, it was one of the first to be designed and issued to the contractor, hence the use of conventional reinforced concrete rather than SFRC.)

Comparison by Time

Table 5 presents three columns relating to time required for lining installation. “Time per Section” provides the total time for the concreting works required for that section length. “Time per Lm” is the average time taken to install one linear metre of tunnel lining. “Delays during concrete placement” presents the extent of production delays for each section and is expressed as a percentage of the total time.

Findings from Time Data

The data from Table 5 shows that lining installation using conventional reinforced concrete ranged from 43 to 175 minutes per linear metre. However, section 4, as mentioned previously, enjoyed direct access to concrete trucks via Adit A2, resulting in a far more favourable result. Consequently, section 4 should be discounted, and the results from sections 1, 2 and 3 (i.e. 134 to 175 minutes per linear metre) adopted as a more typical time per linear metre for conventional reinforced concrete.

The associated time delays when using the conventionally reinforced concrete varied from 9% to 35%. However, once again the result from section 4 should be ignored, and the results from sections 1, 2 and 3 (i.e. 26 to 35%) should be regarded as more representative.

The data from Table 5 shows one outlier, at 173 minutes per linear metre for SFRC. This anomaly was a result of some of the batches of SFRC being rejected and extensive stoppages due to the blockages of pipes during placement and is therefore only shown here for the sake of completeness. Excluding this outlier, the time taken to install the SFRC lining ranges from 62 to 98 minutes per linear metre (excluding section No. 8), or an average of 77 minutes per linear metre, offering a significant time saving over conventionally reinforced lining installation.

The associated typical time delays using the SFRC lining type range from 0 – 9% (discounting the outlier).

Table 5: Comparison by Time and cost of Lining Types per Unit Length

No.	Reason for Lining	Length (m)	Lining Type	Time per Section (hours)	Time per Lm (minutes)	Placement Delays	Cost per Lm
1	5/31 Rockburst (Left)	168	Conventional RC	465.25	166 min*	35%	Special Cases
2	5/31 Rockburst (Right)	120	Conventional RC	350	175 min*	28%	
3	Major Fault (Left)	96	Conventional RC	214	134 min	26%	100%
4	Major Fault (Right)	108	Conventional RC	76.5	43 min	9%	82%
5	Adit A2 Strengthening and Infill for hydraulic improvement (Left)	12 (u/s)	SFRC	19.5	98 min	9%	35%
6		36 (d/s)	SFRC	45	75 min	2%	35%
7	Sheared Mudstone 1 (Left)	24	SFRC	24.75	62 min	3%	41%
8	Sheared Mudstone 2 (Left)	24	SFRC	69	173 min	13%	41%
9	Delaminated lining (Left)	24	SFRC	34	85 min	Nil	33%
	Total:	612					

*Values have been adjusted to account for the fact that the volumes of concrete placed per linear metre for these sections were larger than the other sections due to the enlarged tunnel profile that resulted from the 5/31 rockburst event. The adjustment allows for a just comparison of the values.

Findings from Cost Data

The details of the costs for each section are presented in the last column of Table 5. Information for sections 1 and 2 has been excluded and noted as 'special cases' because these sections required lining as a result of the 5/31 severe rockburst, which caused near-complete destruction of the existing shotcrete lining and surrounding strata. A far more extensive effort was therefore required to repair these two sections, making a comparison with other sections misleading.

The first section of concrete lining to be completed was section 3, associated with the major fault. This has been taken as the reference point for the costs analysis, i.e. this cost is expressed as 100% and all other costs are compared to this bench mark.

The data from Table 5 shows that the lining installed using conventional reinforced concrete ranged from 82 to 100%.

The data from Table 5 shows that the lining installed using fibre reinforced concrete ranged from 33 to 41% of the reference cost of section number 3, a very significant saving.

CONCLUSIONS

In summary, the adoption of SFRC over conventional reinforcement proved to be a notable success. Not only did SFRC lining meet the same design criteria as a conventionally reinforced lining, it offered the following advantages:

- Saving cost over the actual quantity of steel employed
- Saving time by being quicker to install
- Producing a lining with smaller crack widths and improved durability over the life of the structure
- Producing a lining that is more efficient at resisting stresses due to groundwater loads and ground loads than conventional reinforced concrete

REFERENCES

Jehle, C. (2011) "Roof Support and Ground Control Equipment", Herrenknecht.
Norwegian Geotechnical Institute, (2015) "Using the Q-System – Rock Mass Classification and Support Design, Handbook"
U.S. Army Corps Of Engineers (1997) EM 1110-2-2901: Engineer Manual EM 1110-2-2901, "Tunnels And Shafts In Rock"
Vitt, G. (2005) "Crack control with combined reinforcement: from theory into practice", Concrete Engineering International, Vol. 9, No. 4, Winter 2005.
Edvardsen C. (2018) "Consultant's view of durable and sustainable concrete tunnel constructions in the Middle East", WTC Dubai,
Kern B., Schorn H. (1991) "23 Jahre alter Stahlfaserbeton", Beton- and Stahlbetonbau, V 86, September 1991, pp. 205-208.
Hannant D. P., Edgington J. (1975) "Durability of steel fibre concrete", Proceeding, RILEM Symposium on Fibre reinforced cement and concrete, Vol 1, September 1975, pp. 159-169.
American Concrete Institute (2016), "544.7R-16 Report on Design and Construction of Fiber-Reinforced Precast Concrete Tunnel Segments"
Rilem TC 162-TDF. (2003) "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: σ-ε design method", Mater. Struct. 36 (262), 560-567.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

GRUNNVANNSTRYKK OG DRENERING BAK BETONGLININGEN I ULVINTUNNELEN. VURDERINGER FØR OG ETTER BYGGING.

Dr. scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS.

SAMMENDRAG

En drenert betonglining ble valgt for Ulvintunnelen for å beskytte for nedfall/ras og vannlekkasjer på infrastrukturen. For å dimensjonere betongtykkelsen var et av parametere grunnvannstrykket som kunne bli påført betongliningen. Det ble etablert en 2-D numerisk grunnvannsmodell som simulerte fem ulike scenarioer med varierende permeabilitet i tetteskjermen, i drensduken bak betongliningen og ved ulike grunnvannstrykk. Scenarioene vurderte også tilfellet der drensduken fikk lavere permeabilitet begrunnet mineralutfellinger i drensduken. Det ble modellert et maksimum grunnvannstrykk i hengen på 400 kPa, som ble mindre langs sidene ned til drensrørene i nedre hjørnene. Observerte grunnvannstrykkmålinger etter anleggsfasen viser at trykket er mye lavere enn modellert. Dette kan forklares ved flere forhold, bl.a. sprengskadesonen evner å fordele trykket langs tunnelen, soner der det ikke er systematisk forinjisert har redusert grunnvannstrykket og tverrslagene er også med på å redusere grunnvannstrykket nær der observasjonspunktene var plassert. Dette betyr at feltforholdene var mer permeable enn det som ble modellert, og at fremtidige anlegg må vurdere om grunnvannstrykket kan oppnå høyere trykk ved tettere forhold, og ikke anta at en drenert betonglining vil fungere ved alle anlegg.

SUMMARY

A drained concrete tunnel lining was chosen for the Ulvin tunnel to protect against rock fall and groundwater leakage onto the tunnel infrastructure. In order to design the concrete lining, one of the parameters considered was the groundwater pressure. A 2-D numerical groundwater model was established to simulate five unique scenarios with varying permeability in the grouted zone, in the drainage membrane behind the concrete lining and at different constant hydrostatic pressures. The scenarios also evaluated mineral precipitation in the drainage membrane. Results showed a maximum groundwater pressure at the crown of the lining reaching 400 kPa, which dissipated along the sides of the concrete walls down to the lower corners at drainage pipes. Observed groundwater pressures revealed after construction much lower values than predicted in the groundwater model. This can be explained by the excavation damaged zone (EDZ) along the tunnel, zones where there was not continual systematic pre-grouting and closeness to neighboring tunnels. This shows that the field conditions were not as those modelled, and that in other field conditions, groundwater pressures can reach values simulated.

INNLEDNING

I moderne transporttunneler er det viktig å kunne begrense kostnader ved konstruksjon men samtidig oppnå lang levetid for både tunnel og infrastrukturen i tunnelen. En alternativ konstruksjon er et drenert betonghvelv som beskytter infrastrukturen mot nedfall/ras fra tunnelhenget samt mot vannlekkasjer på infrastrukturen. Denne metoden er forholdsvis ny, og har blitt benyttet i bl.a. Ulvintunnelen. Det ble tidlig utført numerisk modellering for Ulvintunnelen med FDM VisualMODFLOW for å se på potensielt grunnvannstrykk mot betonghvelvet for dimensjonering av selve betonghvelvet.

Jernbanetunnelene i Fellesprosjektet E6 – Dovrebanen ble utført med vann- og frostsikring i form av kontaktstøpt betonghvelv med membran. Betonghvelvet er drenert slik at grunnvann tillates å strømme inn i tunnelens drenssystem. Parsellen Minnesund – Kleverud får følgende tre dobbeltsporete jernbanetunneler:

• Molykkjatunnelen, 540 m

• Ulvintunnelen, 3750 m

• Morstuatunnelen, 160 m.

Av hensyn til ytre miljø (tiltak mot grunnvannsenkning), skal det i deler av Ulvintunnelen utføres forinjeksjon for å redusere innlekkasje av grunnvann til maks 5 l/min/100m. For de øvrige tunnelstrekninger er det kun krav til behovsprøvd injeksjon, det vil si at det skal utføres systematisk forboring og injiseres dersom spesielt vannførende soner påtreffes.

Hensikten med strømningsanalysen er

• Vurdere om og i hvilken grad kontaktstøpen blir utsatt for vanntrykk

• Vurdere konsekvensen av en eventuell gjentetting eller gjengroing av fiberduken som beskytter den fleksible plastmembranen som utgjør vannsikringen av tunnelens trafikkrom.

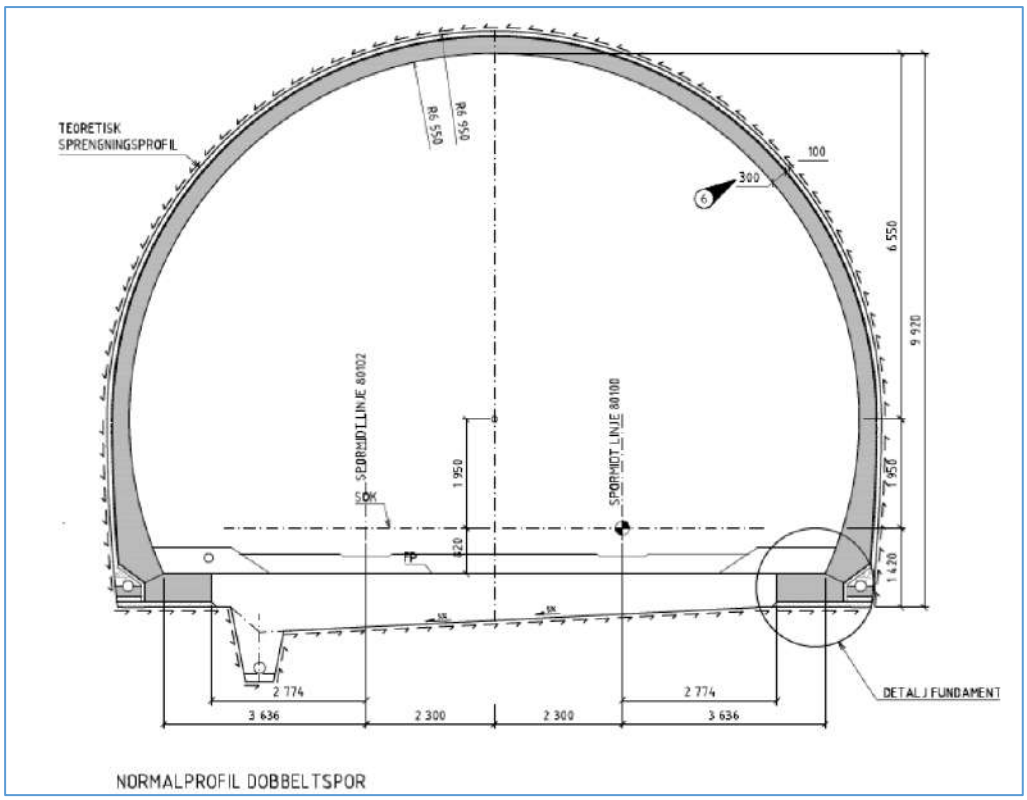
I sistnevnte prikkpunkt er det spesielt muligheten for at oppløst mangan i grunnvannet, registrert som avsetninger i enkelte brønner, som kan tenkes å utgjøre et potensial for å tette fiberduken.

For Fellesprosjektet har derfor Norconsult utarbeidet en modell som simulerer og gir grunnlag for å vurdere vanntrykk mot tunnelhvelv for endelig dimensjonering av tunnelutforingen. Arbeidet er utført som en parameterstudie, der et snitt av en tunnel er simulert under ulike forhold (permeabiliteter) i tetningsskjermen (injeksjonsskjerm) og i fiberduken mellom sprøytebetong på råtunnel og betonghvelv innerst i tunnelen. Resultatene viser endringer i vanntrykket i fiberduk-laget med og uten tett fiberduk.

RAMMEVERK FOR MODELLEN OG SIMULERINGENE

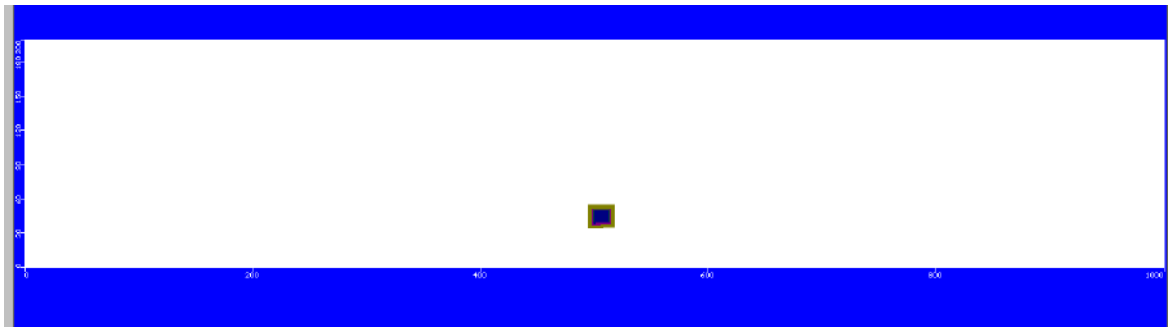
Utgangspunktet er en tunnel som består ytterst av en tetteskjerm som er 4m tykk, derav den innerste 1m noe oppsprukket pga. sprengningsarbeidet, 17cm med sprøytebetong, 5mm med fiberduk og 47cm med betonghvelv. De indre dimensjoner av tunnelmodellen er 13,5m bred

og 9,5m høy, med en 2,5m dyp drensgrøft i sålen. Modellen av tunnelen er som en firkant, men er formet for å etterligne utformingen gjengitt i Figur 1.

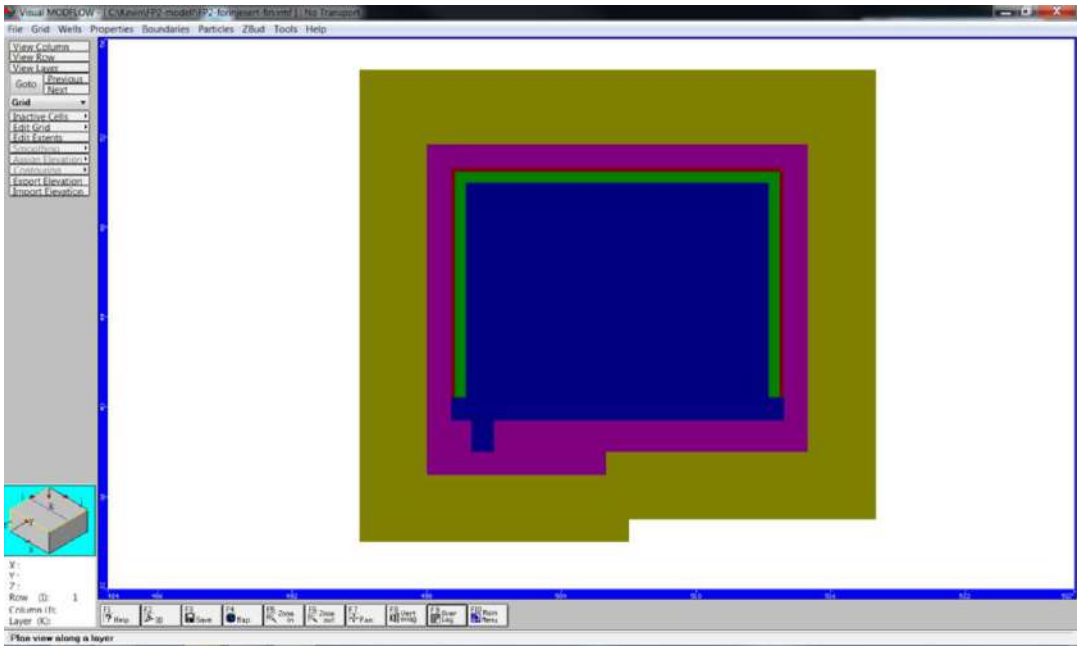


Figur 1. Normalprofil av sprengningsprofil og betonghvelvet, med drenering i nedre hjørner av veggene og under sålen (R6550).

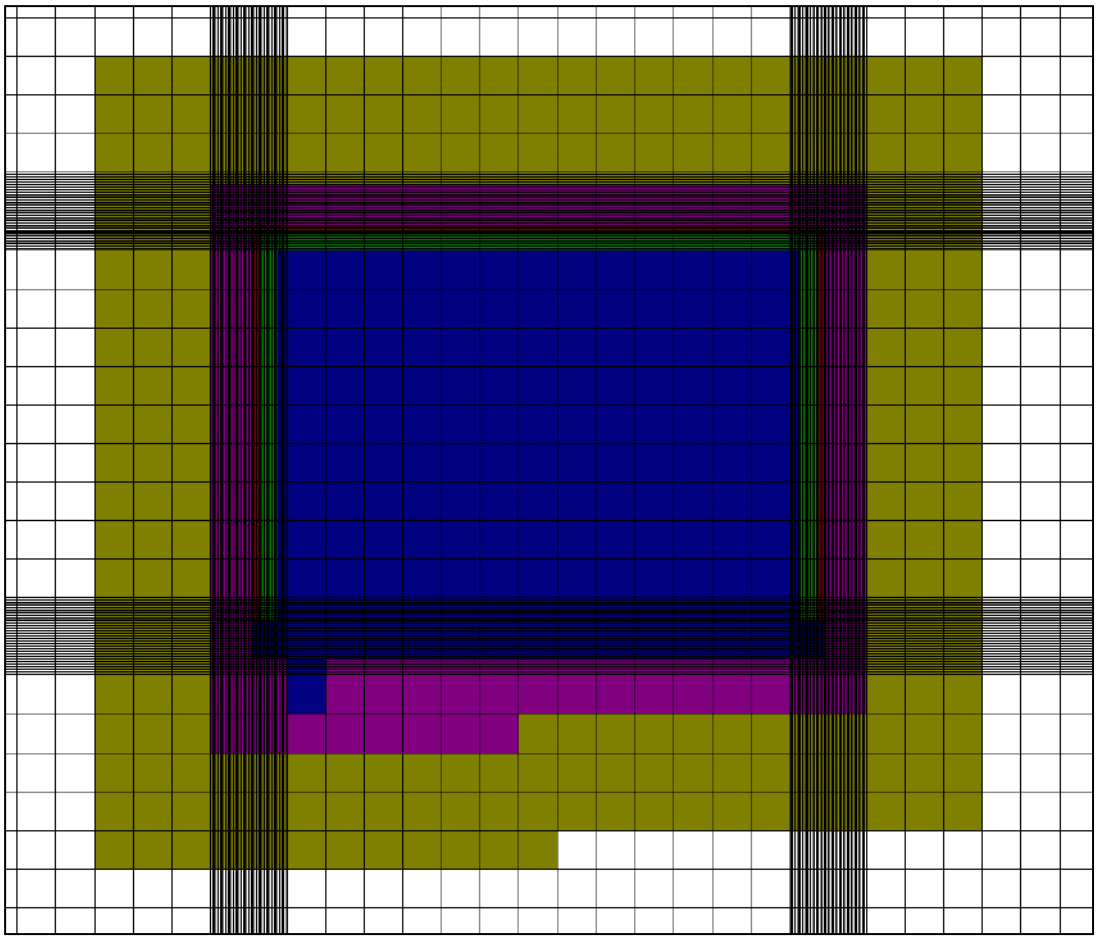
Grunnvannsmodellen besto av et 2-D vertikalt profil som var 1000 meter bredd og 200 meter høy og 1 meter dyp (se Figur 2). Den ble bygget opp i 2014 i programvaren Visual MODFLOW Pro, versjon 2011.1. Tunnelen ble etablert 150 meter under overflaten og selve jernbanetunnelen er 14 meter i diameter. Modellen ble simulert med et konstant vanntrykk ved overflaten, dvs. 150 meter vannsøyle, bortsett fra en simulering der et konstant vanntrykk var etablert 50 meter over tunnelen i likevektssimuleringene. Modellen omfattet hydraulisk ledningsevne til berggrunnen, tetteskjermsonen, sprengningsskadesonen, sprøytebetongsonen, drensduk, betonghvelv og tunnelrom (se Figur 3 og Figur 4). Det ble utført fire ulike simuleringer der hydraulisk ledningsevne til tetteskjermen og drensduken ble juster mellom to verdier, og en femte simulering der vanntrykket ble redusert til 50 meter (se Tabell 1).



Figur 2. Modellen av 2-D tunnel. Høyde og bredde i meter. Tunnelen med tetteskjerm sees som en firkant i det nedre midtre hvite området. Bredden på modellområdet er 1000 m, og modellhøyden er 200 m.



Figur 3. Modell av tunnelen. Hvit = berggrunn, lysgrønn = tetteskjerm, lilla = sprengeskadesonen, rødt (tynt lag) = sprøytebetong, grønn = betonghvelv. Drensduken mellom sprøytebetong og betonghvelv synes ikke siden den er så tynn (5 mm). Det blåfeltet er tunnelen med drensgrøft i bunnen.



Figur 4. Gridnett omkring modellen av tunnelen.

Tabell 1. Modellparametere som ble benyttet i de 5 simuleringene. De ulike simuleringene har forskjellige parametere i tetteskjermen og i drensduken. De andre parameterne ble holdt konstant, bortsett fra i den 5. simuleringen, der total vannsøyletrykket er senket til 50 m over tunnelen.

Modell-enhet	Høy perm skjerm/ Høy perm fiberduk	Høy perm skjerm/ Lav perm fiberduk	Lav perm skjerm/ Høy perm fiberduk	Lav perm skjerm/ Lav perm fiberduk
Berggrunn	$1*10^{-6}$ m/s			
Tunnelrom	$1*10^{-2}$ m/s			
Betonghvelv med membran	$1*10^{-9}$ m/s			
Fiberduk	$1*10^{-4}$ m/s	$1*10^{-7}$ m/s	$1*10^{-4}$ m/s	$1*10^{-7}$ m/s
Sprøytebetong	$1*10^{-7}$ m/s			
Sprengskadesone	$1*10^{-5}$ m/s			
Tetteskjerm	$3*10^{-7}$ m/s	$3*10^{-7}$ m/s	$3*10^{-8}$ m/s	$3*10^{-8}$ m/s

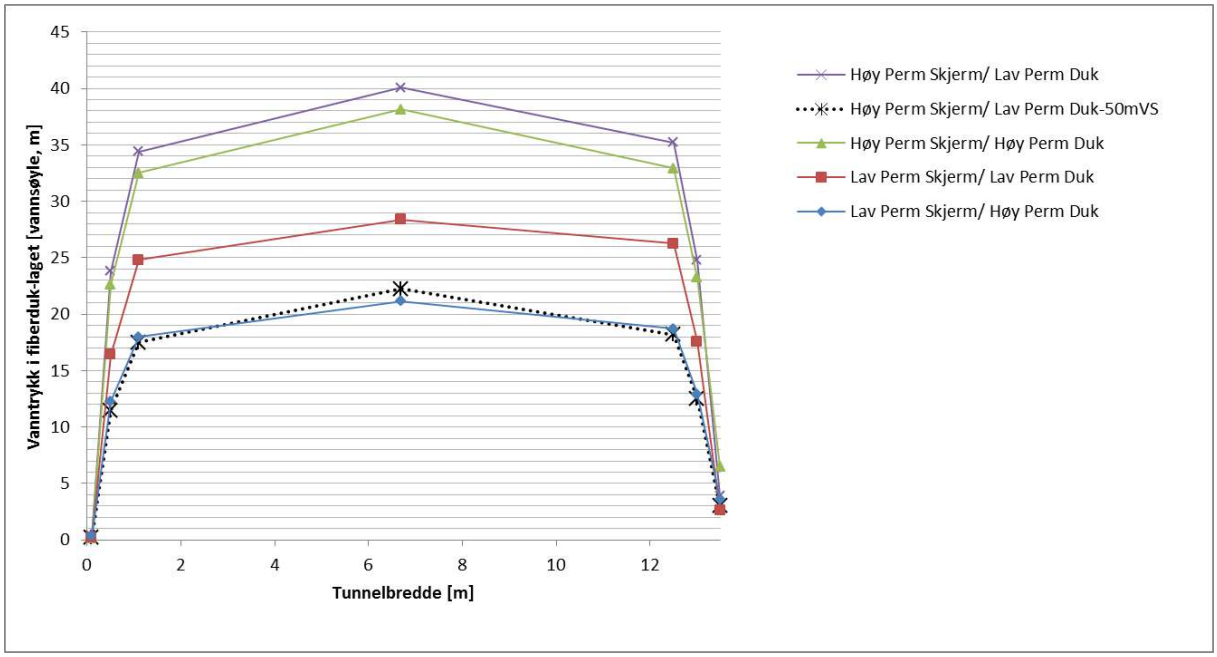
Modellen simulerte tunnel utført med henholdsvis høy og lav permeabilitet i tetteskjerm/injeksjonsskjerm i et område i berggrunn som har en middels-høy permeabilitet, f. eks. i en moderat svakhetssone. For hvert tilfelle simuleres forholdene for fiberduk med permeabilitet tilsvarende minimumskravet og et forhold der fiberduken er tett, dvs. gjentettet ved mineralisering (jern, mangan, karbonater, el. lign.).

RESULTATENE FRA SIMULERINGENE

Vanntrykk har blitt registrert i simuleringene etter at likevekt har oppstått i beregningene. Vanntrykket er målt ved 7 punkter i fiberduk-laget. De 7 punktene i **Feil! Fant ikke referansekilden.** er fordelt på følgende måte. Like over drenspunktet nederst i fiberduk-laget på begge sidene, halvveis opp veggen på begge sidene, i øvre hjørnene i fiberduk-laget på begge sidene og i topp-punktet i fiberduk-laget. Vanntrykket er oppgitt som vannsøyle over nivået til bunn-drenslaget, dvs. på gulvnivået. Tunnelen er simulert drenert ned til dette nivået.

Feil! Fant ikke referansekilden. viser fordeling av trykket langs fiberduk-laget ved fem scenario. Resultatene vedrørende trykkfordeling kan tolkes på følgende møte;

- Det er høyest trykk på fiberduk-laget når tetteskjermen har høy permeabilitet
- Det er størst forskjell mellom permeabel og mindre permeabel fiberduk når tetteskjermen har lavest permeabilitet,
  - siden det er forholdsvis lite vann som når fiberduken, og
  - den har en bedre kapasitet til å ta unna trykket når duken har høy permeabilitet
- Ved en reduksjon i total vannsøyletrykk (fra 150m til 50m, se prikket linje) blir vanntrykket redusert, men ikke linjert
  - Ved å senke total vannsøyletrykk med 2/3 deler, ble trykket i fiberduken redusert med kun 45%

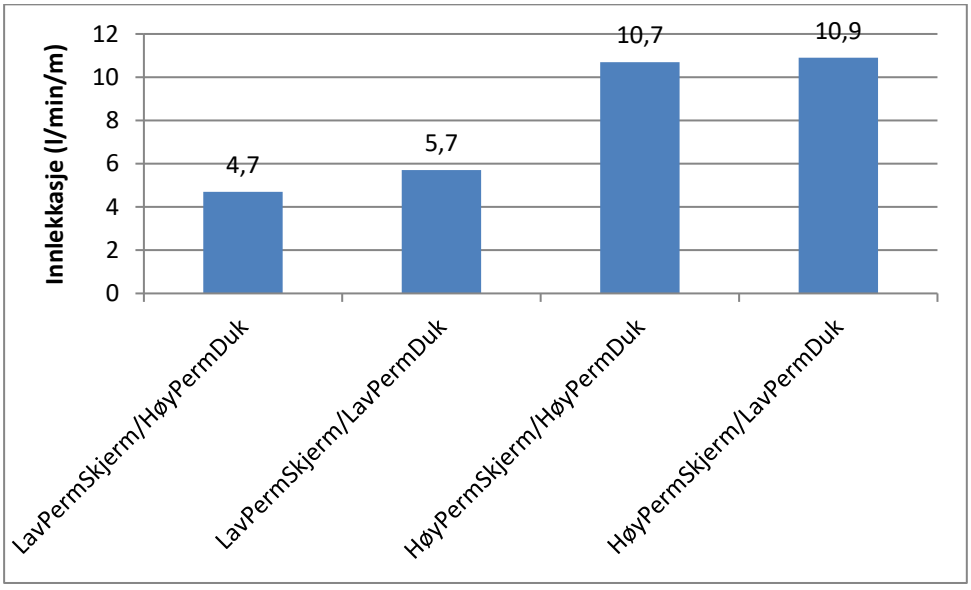


Figur 5. Vanntrykk i drensduk-laget basert på de 4 ulike simuleringene vist i Tabell 1, samt en simulering der vannsøylen over tunnelen er redusert med 2/3 til 50 m over tunnelen istedenfor 150 m.

Drenering av grunnvann inn i tunnelen er også betinget fordeling og nivå på vanntrykket på injeksjonsskjermen. Ved likt utgangspunkt i total vanntrykk (150m vannsøyle), vil en injeksjonsskjerm som har en høyere permeabilitet medføre større vannlekkasjer inn i tunnelen. I modellen, med en åpen permeabel fiberduk ble innlekkasjer i en tunnel med lavpermeabel injeksjonsskjerm ca. 135 % mindre enn i en tunnel med en injeksjonsskjerm som har en permeabilitet en tier-potens høyere (se **Feil! Fant ikke referansekilden.**).

Permeabiliteten på fiberduken har også noe å si for total-drenasjen inn i tunnelen, siden den, når den er permeabel, bidrar til drenering og en jevnere fordeling av trykket. Effekten er mest tydelig når injeksjonsskjermen er forholdsvis tett (lav permeabilitet) (se **Feil! Fant ikke referansekilden.**). I modellen, under forhold med den tetteste injeksjonsskjermen og åpen/tett fiberduk, er total innlekkasje 22% større med en tett fiberduk enn med en åpen fiberduk. Dette er pga. den omfordeling av vanntrykk mot sålen av tunnelen når fiberduken blir tett. Det er en forholdsvis liten vannstrømming gjennom fiberduken, men ved en tettet fiberduk i hele tunnelhvelvet, forflytter vanntrykket mot sålen, og medfører en større total-lekkasje.

Dette er også tilfelle når injeksjonsskjermen har høyere permeabilitet, men forskjellen i lekkasjer mellom åpen og tettet fiberduk er mindre tydelig siden drenering av grunnvann til tunnelsålen allerede er stor pga. den større permeabiliteten i injeksjonsskjermen. Med en injeksjonsskjerm som har en tier-potens høyere permeabilitet, er forskjellen i innlekkasje mellom åpen og tettet fiberduk på 2% mer med tettet fiberduk.



Figur 6. Lekkasjei tunnel i moderat oppsprukket berg, ($3x10^{-7}$ m/s) som krysser en moderat svakhetssone på 1 m. Lekkasjerater er for denne ene meteren i ellers tett fjell. Under slike omstendigheter silsvarer dette også en lekkasjerate i enhet [l/min/100m].

FORELØPIGE RESULTATER FRA GRUNNVANNSTRYKK-MÅLINGER BAK BETONGHVELVET OG I FJELLBRØNNER

Det høyeste grunnvannstrykket bak betonghvelvet som er målt er i et område der det er minst overdekning, og dermed viser også forholdsvis lavt grunnvannstrykk, sammenlignet med det som ble modellert. Dette området med høyst målt grunnvannstrykk er også det området av de tre sonene som er målt som har blitt systematisk forinjisert med tettekrav til 5 l/min/100m tunnel for både Ulvin- og nabotunnel Morskogtunnelen. De to andre sonene som har blitt

overvåket har større overdekning men ikke systematisk forinjeksjon. Disse to sonene er også i nærheten til tverrsalg som også bidrar til reduksjon i grunnvannstrykk.

Felles for alle 3 soner som er overvåket er at fjellbrønnene i nærheten viser en viss grunnvannssenkning, slik at maksimum grunnvannstrykk ikke har vært tilstede i disse områdene.

KONKLUSJON

Det er sannsynligvis en kombinasjon av flere faktorer som har medført til at grunnvannstrykket ikke har blitt like store som modellert i den 2-D grunnvannsmodellen. Disse kan summeres opp punktvis:

1. Sprengningsskadesonen medfører til en longitudinal trykkutjevning langs tunnelen som er systematisk forinjisert.
2. Sonene som ikke er systematisk forinjisert kan ha medført til større trykkreduksjon enn beregnet.
3. Tverrslagene er også med på å redusere grunnvannstrykket i de aktuelle områdene.

Disse foreløpige feltmålingene gir lite informasjon som kan sammenlignes med forhold som ble modellert. Dersom tunnellengden var systematisk forinjisert hele lengden, vil man kunne sammenligne disse målingene med modelleringsresultatene. Grunnvannstrykk på betonghvelvet er ikke et problem, i hvert fall ikke der det er målinger og sannsynligvis ikke andre steder heller langs Ulvintunnelen. Det ble tidlig vurdert og modellert at kjemisk utfelling i drensduken kunne medføre en kritisk grunnvannstrykk på betonghvelvet, men dette ser heller ikke til å bli aktuell da berget i seg selv permeabel nok for å fordele grunnvannstrykket til et akseptabelt nivå.

Det er viktig å konkludere med at ved mindre permeable forhold, f. eks. ved kontinuerlig systematisk forinjeksjon, at grunnvannstrykket vil kunne bli like høyt som det som ble modellert mot betonghvelvet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

OPPDATERT NORSK IN SITU BERGSPENNINGSDATABASE

Updated Norwegian In Situ Rock Stress Database

Aurora L. L. Simonsen, Sivilingeniør, Bane NOR SF/NTNU

SAMMENDRAG

In situ bergspenninger er en viktig parameter som påvirker både stabilitet og sikkerhet ved bygging i berg. Spenningstilstanden i jordskorpen er avhengig av overdekning, platetektonikk, geologiske strukturer og topografien. Metoder for å bestemme bergspenninger kan deles inn i to hovedtyper: målemetoder og estimeringsmetoder. Målemetodene er aktive metoder som forstyrrer in situ tilstanden i berget ved å indusere tøyning, deformasjon eller ved å åpne sprekker. Estimeringsmetoder er på den andre siden passive metoder hvor bergmassen blir observert.

I forbindelse med masteroppgavearbeid ved NTNU er det etablert en oppdatert norsk in situ bergspenningsdatabase. I databasen har det så langt blitt samlet inn 115 datapunkt fra Fastlands-Norge, offshore og Svalbard. Estimeringsdata utgjør 64% av dataene, mens måledata utgjør 36%. En N–S og en WNW–ESE-retning på største horisontalspenning dominerer estimeringsdataene fra offshore og Vest-, Midt- og Øst-Norge. Dette sammenfaller med retningen på tektoniske trykkspenninger forårsaket av den midtatlantiske rygg. Måledataene fra Fastlands-Norge viste spredte retninger og det er ikke mulig å identifisere noen trender, noe som kan skyldes lokale faktorer som påvirker spenningsfeltet. Den største horisontalspenningen er generelt høyere enn vertikalspenningen med et gjennomsnittsforhold på 1,2. Dette kan muligens også kan relateres til spenningene fra den midtatlantiske rygg. Det er antydning til at størrelsen på spenningsgradientene avtar med økende overdekning. Beregninger utført indikerer at sedimentære bergarter har høyere grad av bergspenningsanisotropi enn magmatiske og metamorfe bergarter, og at prekambriske bergarter har høyere spennings enn bergarter fra kambrosilur. Disse resultatene er i midlertidig basert på små datamengder, noe som reduserer pålideligheten av dem. Analyse av datapunkter lokalisert i fjellsider tyder på at effekten topografi har på spenningsfeltet avtar med økt dybde inn i bergmassen.

SUMMARY

In situ rock stresses is an important parameter that affects both the stability and the safety of structures in rock masses. The stress condition in the Earth’s crust is dependent on depth, plate tectonics, geological structures and topography. Stress determination methods can be divided into two main categories: estimation and measurement methods. Measurement methods are active methods that interrupts the in situ conditions by inducing strain, deformation or by opening fractures. While estimation methods are passive methods that observes the rock mass without interruptions.

There have been created an updated Norwegian in situ rock stress database in connection with a master’s thesis at NTNU. So far there have been collected 115 data records from mainland Norway, offshore Norway and Svalbard in the database. Estimation data makes up 64% of the data, while measurement data makes up 36%. A N–S and a WNW–ESE major

horizontal stress orientation dominate the estimation data from offshore Norway and western, mid and eastern Norway. This is consistent with the ridge push effect from the mid-Atlantic ridge. The measurement data from onshore Norway show scattered orientations that could be caused by local effects. The major horizontal stress generally exceeded the vertical stress in the Norwegian region with an average ratio of 1.2. This could also be caused by stresses from the mid-Atlantic ridge. It seems that the stress gradient decreases with increasing overburden. Calculations indicate that the sedimentary rocks have more stress anisotropy than igneous and metamorphic rocks, and that the Precambrian rocks have higher stress magnitudes than rocks of Cambrian-Silurian age. However, these calculations are based on small data sets which reduces the reliability of the results. The effect of topography on the principal stress orientations appear to decrease inwards in the rock mass.

INNLEDNING

Denne artikkelen er basert på masteroppgaven med samme tittel skrevet våren 2018 ved NTNU av undertegnende. Professor Charlie C. Li var veileder for masteroppgaven. Bakgrunn for oppgaven var at det ikke har blitt samlet in situ bergspenningsdata i en offentlig database de siste 20-25 årene i Norge.

In situ bergspenninger er de spenningene som er tilstede i bergmassen før forstyrrelser, og er også kjent som naturlige spenninger *Amadei og Stephansson (1997).* Den naturlige spenningstilstand vil kontrollere spenningsutviklingen ved utgravning i bergmasse, og kunnskap om bergspenninger er derfor viktig for sikkerhet under bygning i bergmasse og for stabiliteten i ettertid *Hanssen (1997).* In situ spenningstilstanden kan beskrives av størrelsen og retningen på største σ_1, mellomste σ_2 og minste σ_3 hovedspenning. Hovedspenninger er normalspenninger i plan der skjærspenningen er 0. I jordskorpa blir det ofte antatt at de tre hovedspenningene er i vertikal- og horisontalplanet, og det er derfor vanlig å beskrive spenningstilstanden i bergmassen med vertikalspenningen σ_V, og største σ_H og minste σ_h horisontalspenning.

Det finnes tre hovedtyper in situ spenninger: gravitasjonsspenninger, tektoniske spenninger og residualspenninger. Gravitasjonsspenninger er spenninger forårsaket av vekten av overliggende masser, mens tektoniske spenninger oppstår ved bevegelse av de tektoniske plantene. Hvis spenningstilstanden kun er et resultat av gravitasjon, vil vertikalspenningen være høyere enn horisontalspenningene. Residualspenninger er også kjent som indre spenninger og er spenninger som er igjen i bergmassen når ytre krefter fjernes. Isbresmelting, erosjon, forvitring og magmaavkjøling er eksempler på ytre krefter som forårsaker indre spenninger i bergmassen *Harrison og Hudson (2000).*

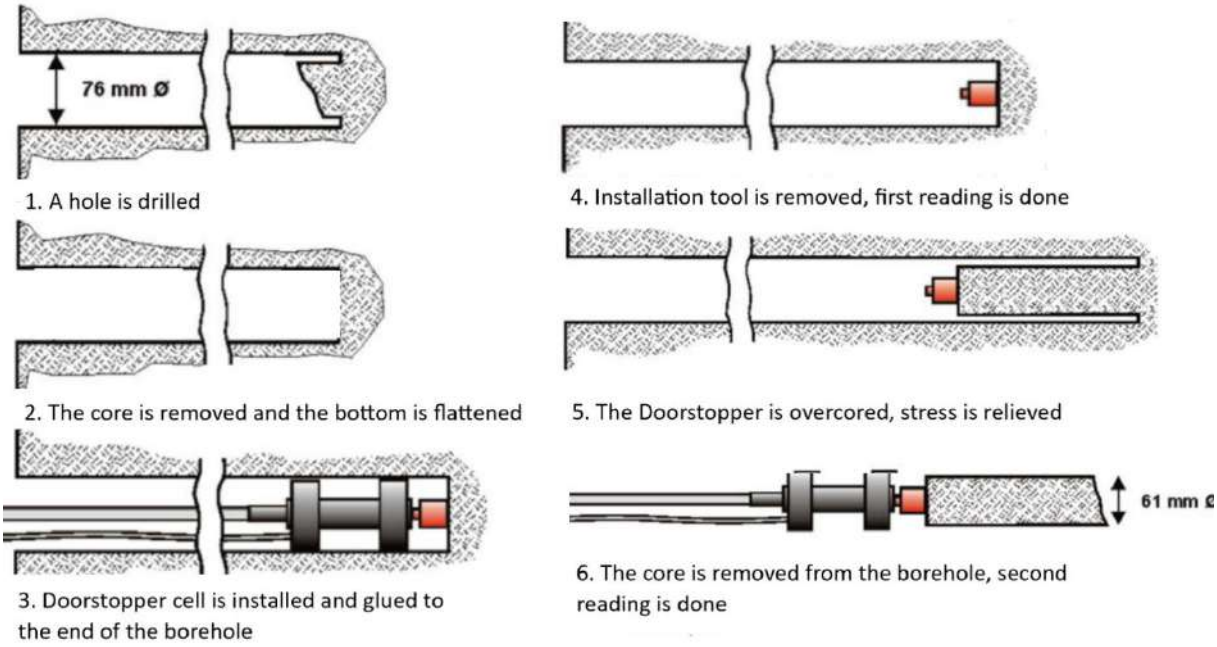
Faktorer som kan påvirke in situ bergspenningstilstanden inkluderer anisotropi og heterogenitet av bergmassen, sprekker og andre diskontinuiteter i bergspenningsmassen, geologiske strukturer som forkastninger og folder og topografi. I områder med daler og fjell vil spenningene orientere seg etter fjellsiden og det vil oppstå horisontal spenningsavlastning på fjelltoppene og spenningskonsentrasjon under dalene. Påvirkningen topografien har på spenningstilstanden vil avta med økende dybde *Amadei og Stephansson (1997).* Norge er et fjellrikt land og det er trolig at topografien påvirker spenningene i de fjellrike områdene.

METODER FOR Å BESTEMME BERGSPENNINGER

Metoder for å bestemme bergspenninger kan deles inn i to hovedtyper: målemetoder og estimeringsmetoder. Målemetodene er aktive metoder som forstyrrer in situ tilstanden i berget ved å indusere tøyning, deformasjon eller ved å åpne sprekker. Estimeringsmetoder er på den andre siden passive metoder hvor bergmassen kun blir observert *Ljunggren et al. (2003).* Estimeringsmetodene kan bli utført fra dybder på ca. 1000 m til rundt 50 km, mens målemetodene vanligvis ikke blir utført under 1000 m dyp *Amadei og Stephansson (1996).*

Målemetoder

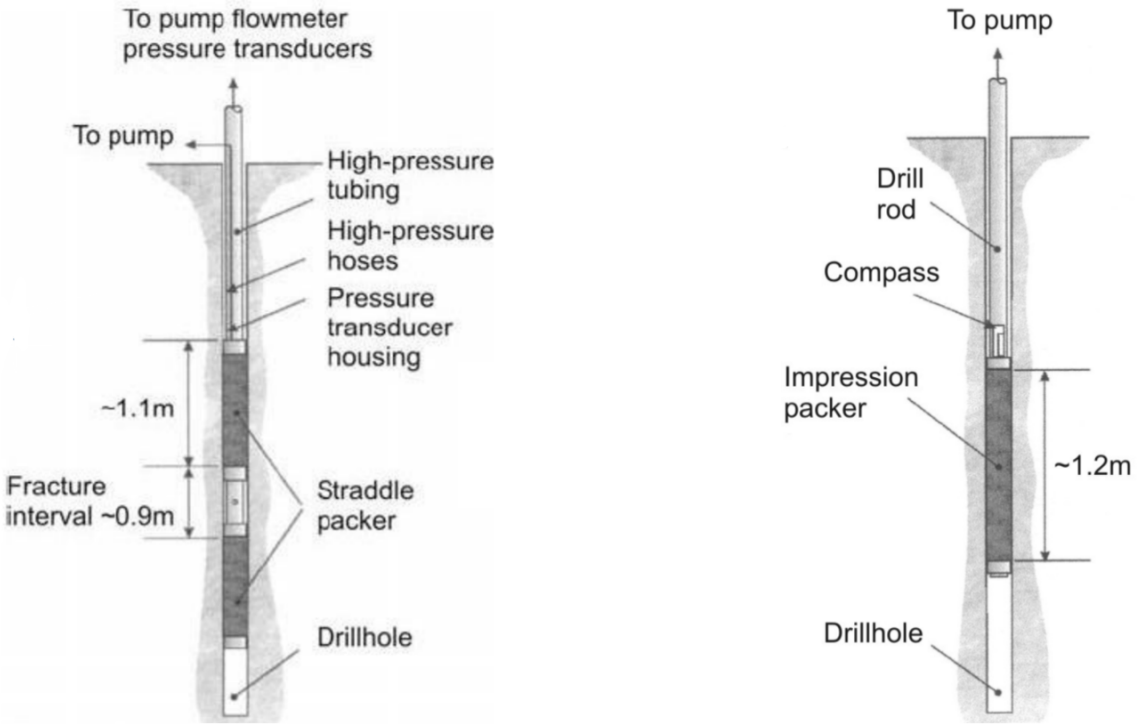
To mye brukte målemetoder for bestemmelse av bergspenninger, er overboring og hydraulisk frakturering. Overboring er en målemetode hvor det bores et hull i bergmassen og en kjerneprøve fra berget som blir isoleres fra den omkringliggende massen (se Figur 1). Når kjerneprøven blir isolert, vil den avspennes og det vil oppstå tøyninger. Disse tøyningene måles ved hjelp av strekklapper i målecellen som er limt på kjerneprøven, og når de elastiske parameterne til berget (E-modulus E og Poissons forholdstall ν) er kjent kan man finne spenning fra tøyning. Dette er en følge av Hookes lov som sier at spenning σ og tøyning ε er lineært avhengig: $\sigma = E*\varepsilon$ *Myrvang (2001).* Overboring kan utføres både to- og tredimensjonalt. I todimensjonal overboring måles spenningene i planet vinkelrett på borehullet, Figur 1 viser en prinsippskisse av hvordan todimensjonal overboring med Doorstoppercellen utføres. I tredimensjonal overboring vil det bores et smalere hull innenfor borehullet i Figur 1 og en sylindrisk målecelle limes inntil borehullveggen i det smalere hullet, som så vil overbores.



Figur 1: Todimensjonal overboring med Doorstoppercellen. Modifisert etter SINTEF (2014).

Hydraulisk frakturering er en todimensjonal metode som måler spenningene i planet vinkelrett på borehullet ved å induseres strekksprekker i borehullveggen *Amadei og Stephansson (1997).* For å indusere sprekker pumpes vann inn i et forseglet område i borehullet. Sprekkene vil oppstå

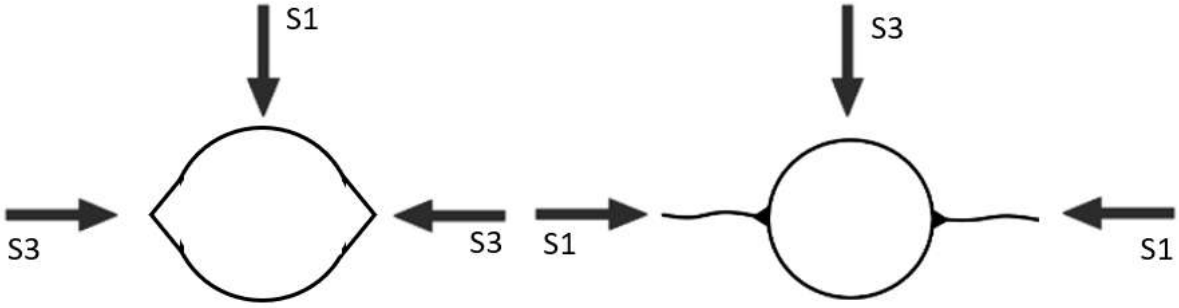
i det området med minst motstand, som vil være i samme retning som største hovedspenning virker. Slike sprekker er illustrert til høyre i Figur 3. Ved hydraulisk frakturering blir størrelsen på minste hovedspenning σ_3 målt direkte og vil være lik trykknivået som lukker de induserte sprekkene når pumpingen er stoppet *Ljunggren (2003).* Utstyret som brukes under testprosedyren er vist til venstre i Figur 2. Spenningsretninger kan finnes ved hydraulisk frakturering ved å ta avtrykk av borehullveggen, oppsett som brukes til detter er vist til høyre i Figur 2.



Figur 2: Skisse av oppsett ved hydraulisk frakturering. Til venstre vises utstyret som brukes for å indusere sprekker, mens til høyre vises utstyret som brukes for å finne spenningsretninger. Modifisert etter SINTEF (2014).

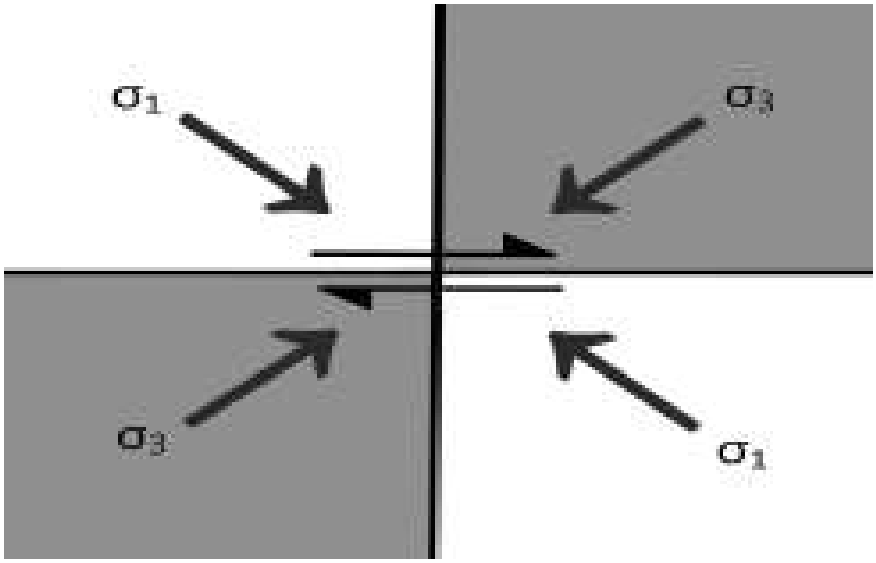
Estimeringsmetoder

Analyse av borehull breakout og boreinduserte tensjonssprekker, ofte forkortet DIF (fra drilling-induced fractures) er mye benyttet til å estimere retningene på hovedspenningene i planet vinkelrett på borehullet. Borehull breakout er avskalling av borehull forårsaket av høy spenningstilstand. Avskallingen vil skje i samme retning som σ_3 (illustrert til venstre i Figur 3), siden det er her det vil være høyest tangentialspenning *Haimson and Herrick (1986).* DIFs oppstår i borehull hvis bergmassen går i tensjonsbrudd og sprekkene vil være like sprekkene man får ved hydraulisk frakturering (til høyre i Figur 3). Det brukes vanligvis et kamera, dipmeter, en akustisk televiewer eller elektronisk mikroscanner til å estimere spenningsretningene fra breakouts eller DIFs *Amadei og Stephansson (1997).*



Figur 3: Borehull breakout til venstre og tensjonssprekker til høyre. S1 er største hovedspenning, mens S3 er minste hovedspenning.

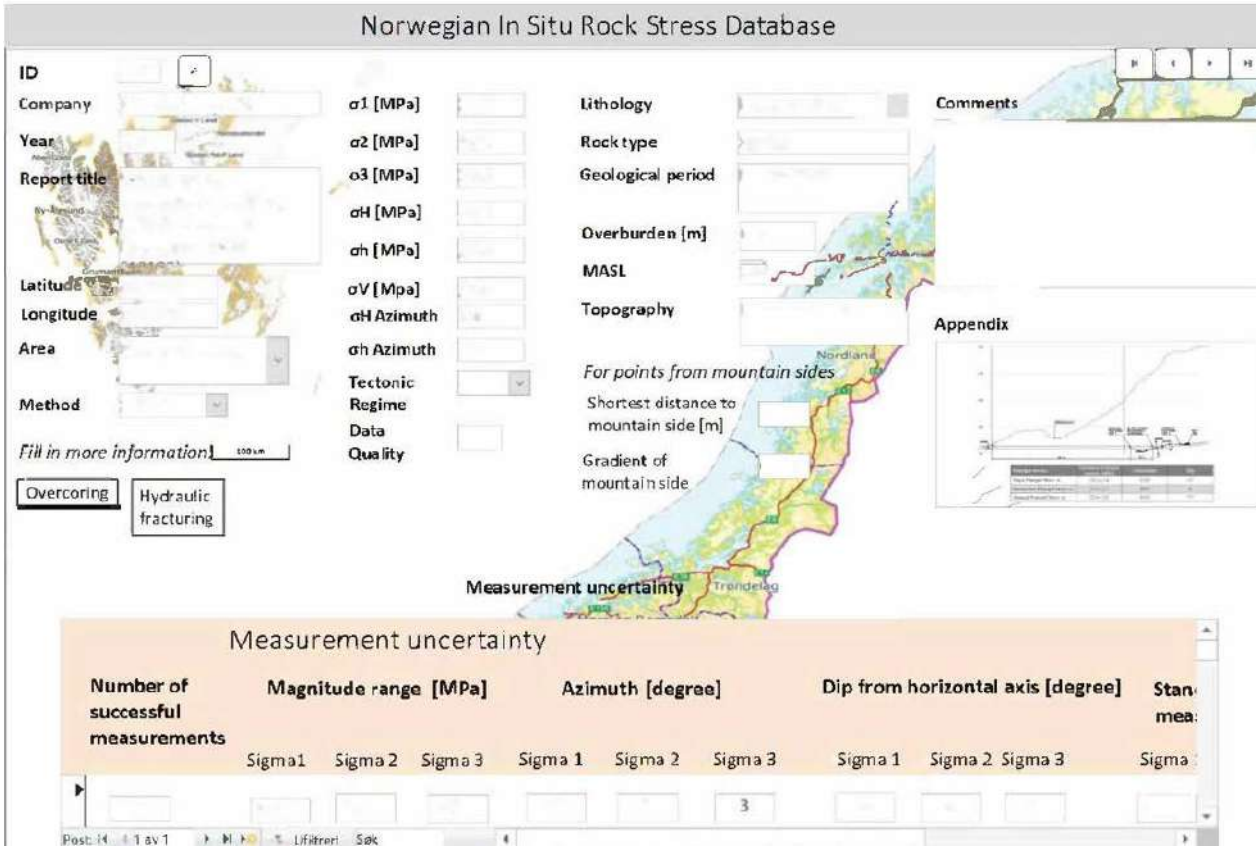
Fokalmekaniske er en annen todimensjonal estimeringsmetode som benytter jordskjelvdata til å estimere spenningsretninger. I tradisjonell fokalmekanisme benyttes første-bevegelsen til primærbølgen fra jordskjelvet, som må bli registrert av flere seismografer lokalisert på ulike steder. Fra hver seismograf kan det ut ifra førstebevegelsen bli anslått om jordskjelvforkastningen har beveget seg bort fra eller imot seismografen. Figur 4 viser en samling av første-bevegelesesdata hvor de mørke kvadrantene representerer data som beveger seg mot seismografene og de hvite data som beveger seg bort ifra seismografene. Som det kan sees ut ifra Figuren vil retningen på $\sigma_3$vil være ca. 45° på forkastningsplanet i den retningen forkastningen har beveget seg mot, mens $\sigma_1$vil virke ca. 45° på planet i retningen planet beveger seg bort fra *Yeats et al. (1997).* Forkastningsgeometri (normal, revers, sidelengs etc.) kan også estimeres ved fokalmekanisme, og derfor kan denne metoden brukes til å estimere relativ spenningsstørrelse mellom hovedspenningene.



Figur 4: Kvadrantene og spenningsretninger rundt en forkastningsbevegelse i horisontalplanet.

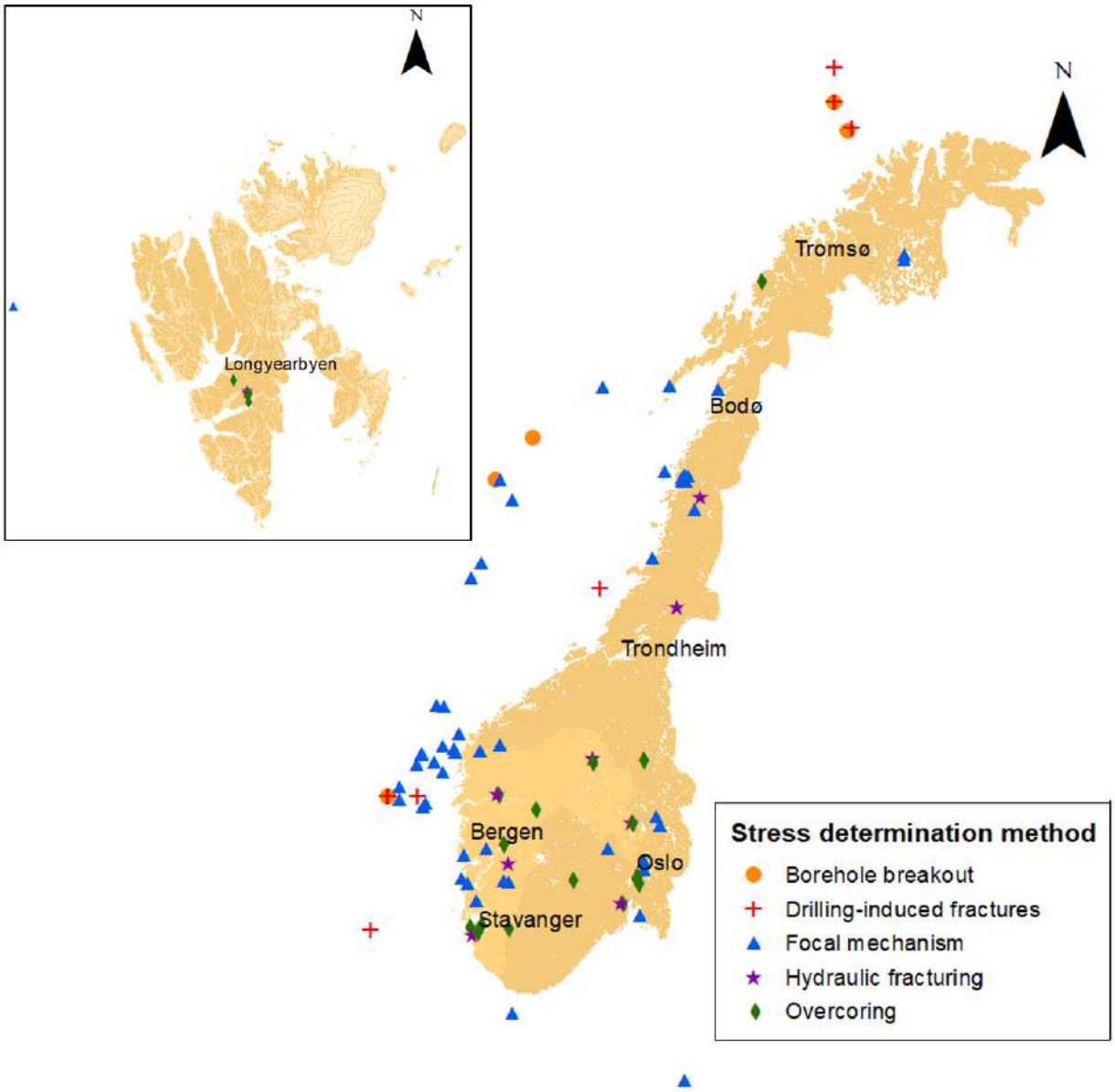
BERGSPENNINGSDATABASEN

Figur 5 viser innfyllingsskjemaet i bergspenningsdatabasen. Målet med databasen er at den skal kunne brukes av alle som ønsker og derfor være offentlig tilgjengelig. Ved innfylling er det ønskelig at så mange felt som mulig fylles ut, men det er ikke nødvendig for å legge til nye datapunkt. Knappene som heter «overcoring» og «hydraulic fracturing» er linker til nye skjemaer hvor det kan fylles inn mer detaljer om måleprosedyrene for data funnet med disse metodene. Det er mulig å utvide innfyllingsskjemaet i fremtiden med flere linker hvis data funnet med andre målemetoder blir samlet inn.



Figur 5: Innfyllingsskjemaet i bergspenningsdatabasen.

Så langt har 115 datapunkt fra Fastlands-Norge, offshore og Svalbard blitt lagt til i databasen. Estimeringsdata utgjør 64% av dataene og er fra dybder på ca. 1-50 km, mens 36% er måledata fra 11-1300 m dyp. Figur 6 viser hvor de 115 datapunktene er lokalisert.



Figur 6: Lokalitet til datapunktene som er samlet inn. Farge og fasong på punktene viser hvilken bergspenningsmetode som er benyttet.

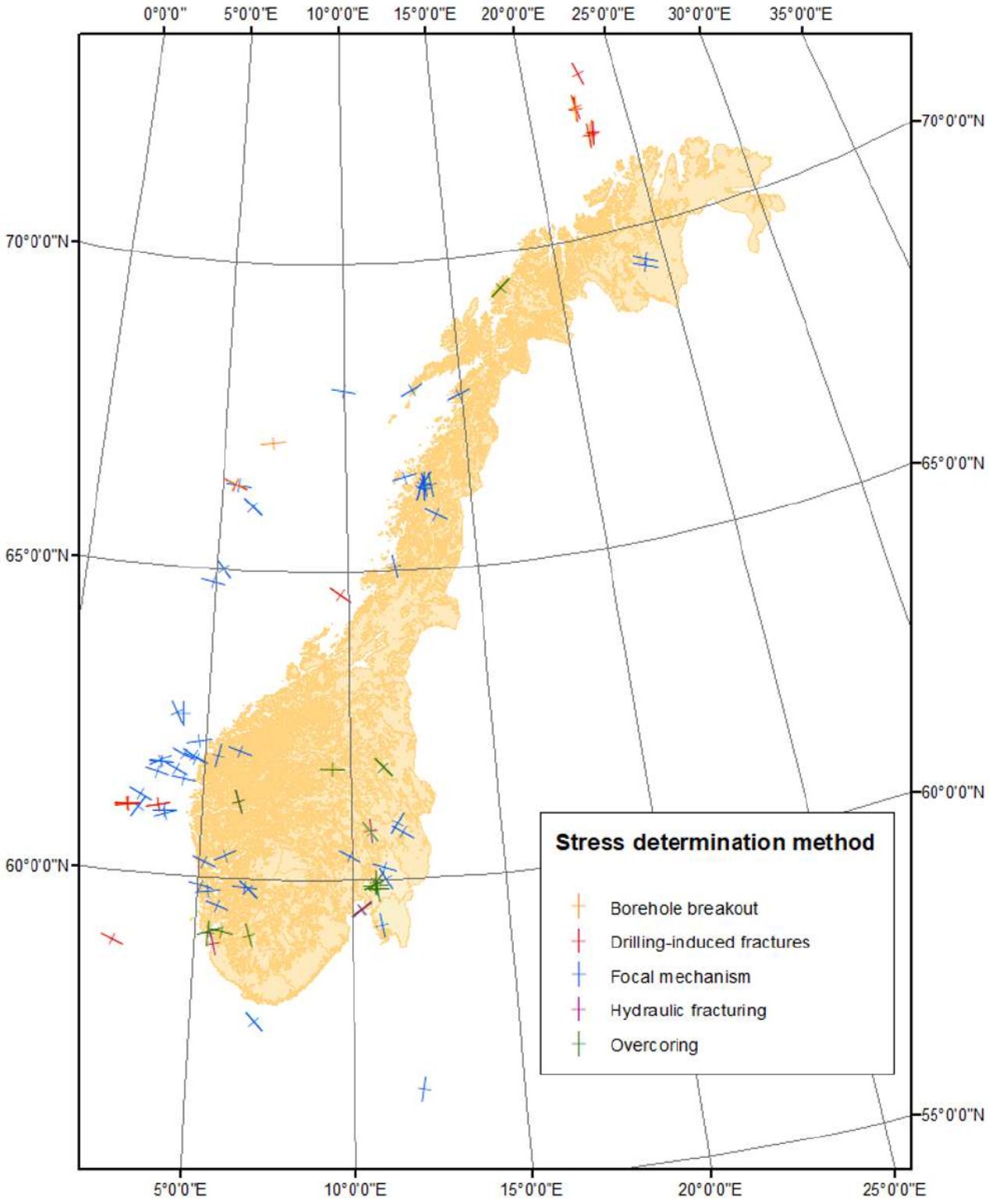
ANALYSE AV BERGSPENNINGSDATAENE

Retningen på største horisontalspenning

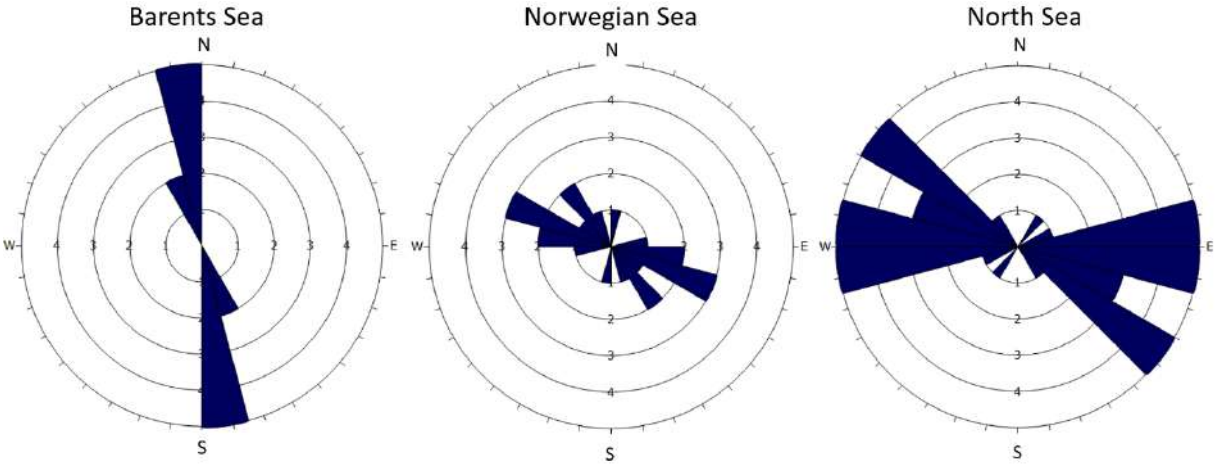
Det fantes informasjon om retning på største horisontalspenning σ_H fra 106 av datapunkene. Figur 7 viser retningen på største hovedspenning for datapunktene fra Norge. Alle punktene på Svalbard viste en SV-NØ retning, men siden de er lokalisert så tett er det usikkert om de er representative for større områder og vil derfor ikke bli diskutert nærmere.

Fra Figur 7 og Figur 8 fremgår det at en N-S-retning på σ_H dominerer i Barentshavet, mens retningen roteres mot VNV-ØSØ i Norskehavet og Nordsjøen. Dette stemmer overens med tektoniske trykkspenninger forårsaket av den såkalte «ridge push»-effekten fra den midtatlantiske rygg. De tektoniske trykkspenningene virker vinkelrett på ryggen og i retning mot Norge. Disse resultatene sammenfaller også med analyser utført av *Hanssen (1997)* og

Fejerskov (1996) i forbindelse med deres doktorgradsarbeid ved NTNU. Spenningsretningene kan muligens også ha en sammenheng med andre mekanismer som virker i disse retningen. Spenning forårsaket av tetthetskontrasten i kontinentalmarginen i Barentshavet virker også i N-S retning, og spenningene forårsaket av sedimentavlasting på kontinentalsokkelen i Norskehavet virker i VNV-ØSØ retning.

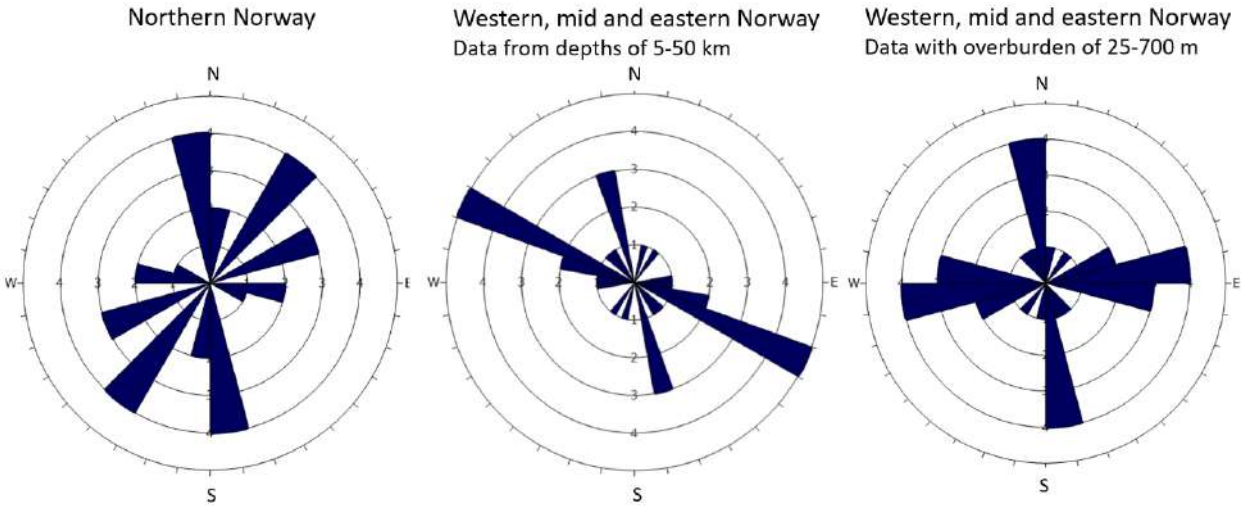


Figur 7: Retningen på største horisontalspenning σ_H i Norge. Fargene på punktene representerer ulike spenningsbestemmelsesmetoder.



Figur 8: Sprekkerose som viser retningene på største horisontalspenning σ_H offshore. Hvert segment har en vidde på 15° og sirklene representerer antall datapunkt.

Fra Figur 9 er det tydelig at estimeringsdata fra Midt-, Vest- og Øst-Norge (midtre sprekkrose) viser en lignende trend som estimeringsdataen fra Norskehavet og Nordsjøen. Måledataene derimot, som er fra grunnere dybder, viser spredte retninger. Dette kan trolig skyldes lokale forhold som topografi og oppsprekking av bergmassen. Sprekker vil lukke seg nedover i bergmassen og da påvirke spenningstilstanden i mindre grad.



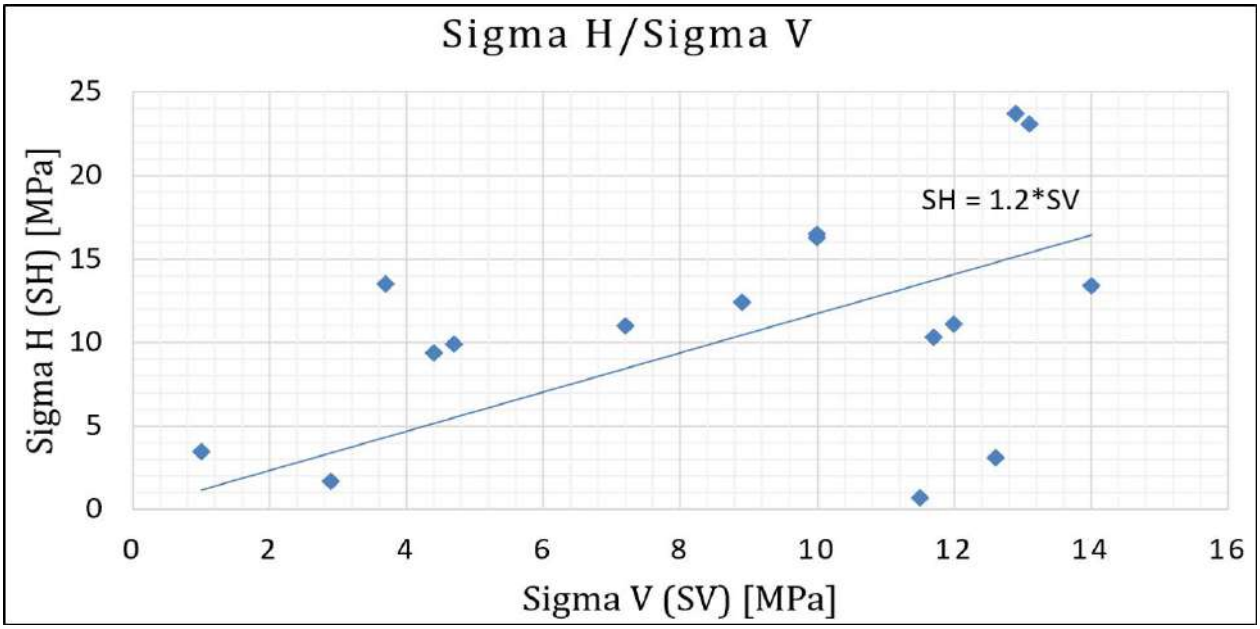
Figur 9: Sprekkerose som viser retningene på største horisontalspenning på Fastlands-Norge. Hvert segment har en vidde på 15° og sirklene representerer antall datapunkt.

Spenningsstørrelser

Figur 10 viser spenningsforholdet mellom største horisontalspenning σ_H og vertikalspenning σ_V basert på datapunktene samlet inn. Fra Figuren fremgår det at σ_H i gjennomsnitt er 1,2 ganger større enn σ_V. Horisontalspenningen som er forårsaket av gravitasjon regnes som regel etter formel:

$\sigma_H = \frac{\upsilon}{1-\upsilon} * \sigma_V$. Fra formelen er det tydelig at σ_H ikke vil kunne være større enn σ_V i et spenningsfelt som kun er påvirket av gravitasjon. Dette betyr at in situ spenningsfeltet i Norge også er påvirket av mer enn gravitasjon. At σ_H er større enn σ_V samsvarer også med analysene til *Hanssen (1997)* og *Fejerskov (1996).* I deres analyser ble det konkluderte med at ridge

push-effekten trolig var hovedårsaken til de høye horisontalspenningene. Denne effekten udøver trykk i retning mot Norge i det horisontale planet.



Figur 10: Største horisontalspenning (SH) plottet mot vertikalspenning (SV).

Tabell 1 viser spenningsgradienter og forholdet mellom hovedspenningene sortert etter litologi og geologisk alder på bergmassen. Datamengden tallene i Tabell 1 er basert på er små, det var kun seks punkter lokalisert i sedimentære bergarter, 21 i metamorfe/magmatiske bergarter, ti i bergmasser fra kambrosilur og 13 i prekambrisk bergmasse. Disse mengdene er vurdert til å være så små at påliteligheten til resultatene presentert i Tabell 1 er redusert. Likevel er det foretatt en analyse av resultatene og denne vil bli presentert.

I Tabell 1 fremkommer det at σ_1/σ_2-forholdet er høyere for sedimentære bergarter enn for de magmatiske og metamorfe bergartene. Hovedandelen av målingene i de sedimentære bergartene er gjort med 2D-målinger og det var derfor ikke tilstrekkelig data til å finne forholdet mellom de andre hovedspenningene. Et høyere spenningsforhold tyder på at det er høyere grad av spenningsanisotropi i de sedimentære bergartene, noe som muligens kan relateres til bergartsegenskaper. Sedimentære bergarter er ofte anisotrope fordi de har tydelig lagdeling. Magmatiske bergarter er derimot ikke kjent for anisotropi og de metamorfe bergartene dataene er basert på er hovedsakelig gneiser, som heller ikke er kjent for anisotropi.

Fra Tabell 1 kan det også observeres at spenningsgradienten for de sedimentære bergartene er høyere enn for magmatiske og metamorfe bergarter. Dette har blitt vurdert til å ha en sammenheng med overdekningen. Analyse av alle de 35 punktene som hadde informasjon om spenningsstørrelser viste at de dype punktene i snitt hadde lavere gradienter enn de som var lokalisert grunnere. Datapunktene i sedimentære bergarter er lokalisert på dybder fra 11 til 400 m, mens data fra de magmatiske og metamorfe bergartene fra 15 - 1300 m. At spenningsgradientene virker å være avhengig av overdekning kan være forårsaket av lokale faktorer, som tidligere nevnt, har større påvirkning på spenningsfeltet nær overflaten.

Ved å sortere dataene etter geologisk alder viste data fra bergmasse av prekambrisk alder noe høyere spenninger enn data lokalisert i bergmasse fra kambrosilur. Dette sammenfaller med andre resultater fra Norge *Myrvang (2001).* Ifølge *Myrvang (2001)* har ofte kaledonske

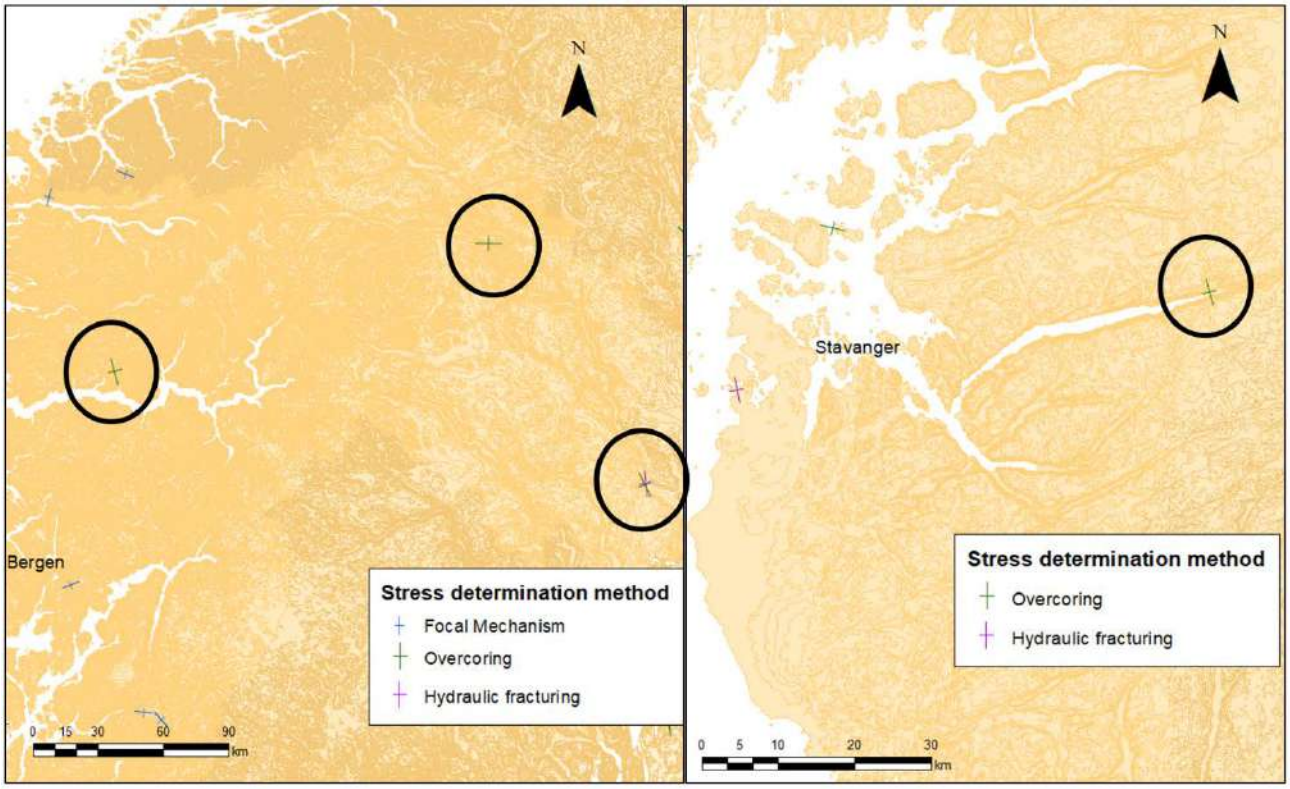
bergarter fra kambrosilur spenninger under gjennomsnittet i Norge, mens de prekambriske massene ofte har vist spenninger over snittet. Dette er likevel ikke alltid tilfelle og det har blitt målt høye spenninger i bergmasser fra kambrosilur.

Tabell 1: Spenningsgradienter for, og forholdet mellom, hovedspenningene (σ_1, σ_2 og σ_3) for alle datapunktene og sortert etter litologi og geologisk alder av bergmassen.

Stress ratio	All entries*	Lithology		Geological period	
		Sedimentary	Igneous/Metamorphic	Cambrian-Silurian	Precambrian
σ_1/z	0.047	0.054	0.044	0.043	0.047
σ_2/z	0.031	0.038	0.029	0.028	0.030
σ_3/z	0.023		0.023	0.017	0.025
σ_2/σ_3	1.45		1.42	1.78	1.36
σ_1/σ_2	1.44	2.06	1.36	1.46	1.35
σ_1/σ_3	1.90		1.86	2.24	1.80
*All entries also include the records without information about lithology and/or geological period					

Topografiske effekter

De fire datapunktene som er ringet rundt i Figur 11 har blitt analysert for å se i hvilken grad topografien kan ha påvirket in situ spenningsfeltet. Daler og fjellsider vil ofte rotere spenningsfeltet slik at to av hovedspenningene virker parallelt med fjellsiden og vinkelrett på hverandre, og den siste hovedspenningen virker vinkelrett på fjellsiden. Hvis horisontalspenningen er høyere enn vertikalspenningen, vil den største hovedspenningen virke i planet parallelt med fjellsiden *Li (2015)*. Punkene lengst til venstre og til høyre i Figur 10 er derimot motsatt av dette, mens de to andre punktene stemmer med teorien. De to punktene som ikke stemmer, er lokalisert lengre unna fjelloverflaten enn de andre. Det er derfor konkludert med at effekten topografi har på spenningsfeltet avtar med økt dybde.



Figur 11: Oversikt over de fire datapunktene hvor spenningsretning- og størrelse ble analysert med tanke på topografi. Symbolet representerer retningen på største horisontalspenning.

KONSLUSJON

Hovedtrenden for retningen på største hovedspenning er N-S-retning i Barentshavet og VNV-ØSØ i Nordsjøen, Norskehavet og i Midt-Norge og på Vest- og Østlandet. Dette er basert på dataene fra estimeringsmetodene lokalisert på dybder fra ca. 1-50 km. Fra måledataene lokalisert på dybder fra 11-1300 m er det ikke mulig å identifisere noen enstydig trend. De spredte resultatene kan muligens skyldes lokale faktorer som topografi og sprekker siden de er lokalisert grunnere enn estimeringsdataene. Største horisontalspenning er beregnet til i gjennomsnitt å være 1,2 ganger større enn vertikalspenningen i Norge. Dette betyr at in situ spenningsfeltet er påvirket av mer enn gravitasjon. Både retningstrendene for største horisontalspenning og spenningsforholdet sammenfaller med, og kan muligens forklares av, tektoniske trykkspenninger fra den midtatlantiske rygg.

Ut ifra analyse tydes det på at spenningsgradientene er avhengig av overdekningen og øker med minkende overdekning. Dette kan trolig skyldes at bergmassen nærmere overflaten er mer påvirket av lokale faktorer enn den er lengre nede. Sedimentære bergarter viser høyere grad av spenningsanisotropi enn magmatiske og metamorfe, og prekambrisk bergmasse viser høyere spenninger enn bergmasse fra kambrosilur. Disse resultatene er i midlertidig basert på små datamengder, noe som reduserer påliteligheten av dem. Analyse av fire datapunkter lokalisert i fjellsider indikerer at effekten topografi har på in situ spenningsfeltet avtar med økende dybde inn i bergmassen.

REFERANSER

Amadei, B. og Stephansson, O. (1997): “Rock Stress and Its Measurements”, Chapman & Hall, Cambridge.

Fejerskov, M. (1996): “Determination of in-situ rock stress related to petroleum activities on the Norwegian Continental Shelf”, doktorgradsavhandling, NTNU.

Haimson, B. C. og Herrick, C. G. (1986): “Borehole breakouts – a new tool for estimating in situ stress?”, International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Centek Publisher, side 271-281.

Hanssen, T. H. (1997): “Investigation of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway”, doktorgradsavhandling, NTNU.

Harrison, J. P. and Hudson, J. A. (2000): “Engineering Rock Mechanics, Part 1 – An Introduction to the Principles”, Elsevier Science Ltd, Kidlington.

Li, C. C. (2015): “Applied Rock Mechanics”, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim.

Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T. og Christiansson, R. (2003): “An overview of rock stress measurement methods”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 40(7:8), side 975-989.

Myrvang, A. (2001): “Bergmekanikk”, Institutt for geologi og bergmekanikk ved NTNU, Trondheim.

SINTEF (2014): “In-situ rock stress measurements and numerical modelling: Brief description of methods applied by SINTEF”, SINTEF byggforsk, Trondheim.

Yeats, R. S., Sieh, K. E. og Allen, C. R. (1997): “The Geology of Earthquakes”, Oxford University Press, New York.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

RAS I TUNNELER. HVA KAN VI LÆRE?

Collapses in tunnels. What can we learn?

Arild Palmstrøm, Dr.Scient. RockMass as

SAMMENDRAG

Rasutvikling og ras kan oppstå på stuff under tunneldrivingen der de fører til stabilitetsproblemer, nedsatt inndrift og økte kostnader. Ras kan også oppstå under bruk av tunnelen. Å forhindre ras i tunneler er kanskje den viktigste utfordringen for ingeniørgeologen. Det er ikke mindre viktig for en byggherre, entreprenør og konsulent.

Vanntunneler er særlig utsatt. Fordi disse må tømmes for at forholdene kan inspiseres, er det sjelden at tilstanden til tunnelen sjekkes. Derved vil ras kunne utvikle seg over lengre tid og således involvere store rasvolum.

De aller fleste ras oppstår i svakhetssoner (som regel forkastninger), som oftest i soner med svelleleire. Artikkelen beskriver 20 ulike ras, noen på stuff, andre oppstått under bruk av tunnelen. Den angir også viktige tiltak/elementer for å unngå eller forhindre ras eller rasutvikling.
Selv med meget god geologisk oppfølging har det oppstått ras i tunneler, som regel fordi tørre forhold under drivingen har skjult de "farlige" bergmassene. Det er også vist seg at vanlige svelletester ikke virker i visse typer bergmasser.

SUMMARY

Tunnel collapses can occur during excavation at the advancing face, as well as during the use of the tunnel. They cause severe problems for the ongoing tunnelling works with reduced tunnel advancement and increased costs. Preventing collapses is therefore a most important task for an engineering geologist.

As waterfilled tunnels require dewatering, the condition of such tunnels is seldom checked by inspection. Thus, a collapse can develop over a long period of time, leading to a complete blocking involving a huge volume of debris.

Most collapses in Norway take place in weakness zones (mainly faults), most of them containing swelling clay. The paper describes 20 different cases of collapses at tunnel face, as well as in tunnels taken into use. The paper also mentions different ways to prevent slides and collapses to occur.

Collapses have occurred in tunnels even where the geology and ground conditions have been mapped continuously during excavation; because the "dangerous" conditions have not been observed or detected. Some of these have occurred in rocks where the swelling properties hardly can be detected from ordinary swelling tests.

1 INNLEDNING

Berggrunnen i Norge utgjøres, for det meste av harde, krystalline bergarter med moderat oppsprekning. Dette er bergmasser vi er fortrolige med. De er stort sett egnet for tunneldrift. Men stedvis opptrer det svakhetssoner. Dette er bergmasser som i prinsippet har visse egenskaper (*potensielle farer)* som, dersom de ikke tas hensyn til, kan forårsake *ras*, enten utløst gjennom *handlinger* foretatt under tunneldrivingen eller utløst under bruk av bergrommet eller tunnelen når den er utilstrekkelig stabilitetssikret.

Med noen få unntak drives våre tunneler ved boring og sprengning, og de sikres hovedsakelig med bolter og sprøytebetong. Vanntunneler er oftest råsprengte, dvs. det utføres bare sikring der det observeres potensiell mulighet for skadelige nedfall eller ras. I veg- og jernbanetunneler, derimot, utføres sikringen i dag som såkalt "sjablongsikring", dvs. sikringen bestemmes på grunnlag av observert bergklasse og tilhørende, definerte sikring fra en tabell.

Av ulike årsaker er det vanlig å oversikre for "å være sikker". Og allikevel forekommer ras, selv om det aller meste av stabilitetssikringen som utføres, egentlig er overdimensjonert, Det er blant annet dette denne artikkelen handler om.

Hvorfor er det viktig å skrive om ras? Ikke for å henge ut de som har prosjektert eller bygget tunnelen, men for å lære og derved få et bedre grunnlag for i fremtiden å unngå kostbare og kanskje skadelige og farlige ras. Og ikke minst fordi ras kan få meget store økonomiske konsekvenser. Ifølge Dagens Næringsliv 19. august i år *"måtte investeringsselskapet Norsk Mineral i 2017 ta et tap på 585 millioner kroner etter at et vannkraftprosjekt i Georgia ble nedskrevet til én krone. Først falt strømprisen og så sprakk (les: oppsto ras i) vanntunnelene på kraftverket like etter åpningen i fjor sommer (2017) med den følge at anlegget måtte stenge"*. Tekst i parentes er mine kommentarer.

I vedlegget er det tatt med 20 eksempler på ulike typer av ras og rasutvikling for å belyse noen av årsakene til at det oppstår ras og hvordan tunnelene ble utbedret. Også i publikasjonen "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg" (Palmstrøm et al., 2003) er det omtalt noen tunnelras.

2 OM RAS

Ras[1] betegner utfall av masser med samlet volum større enn ca. 10 m^3. De involverte massene kan bestå av enkelte stein- eller bergartsfragmenter, eller de kan være sammenblandet med grus-/sand-/leirmaterialer. Dersom massene vesentlig består av blokker, kalles det *blokkras*. Dersom tunnelen sperres helt, brukes betegnelsen *blokkeringsras* (fra Lien og Palmstrøm, 1985).

Ras kan i hovedsak forekomme på følgende måter:

- Ras under bygging (driving) av tunnelen, enten "på stuff" eller før tunnelen er tatt i bruk. Slike ras oppstår i ustabilt berg som trenger umiddelbar sikring, og ofte er raset påvirket av vannlekkasjer. Imidlertid er måten tunnelen drives på (sprengning, salvelengde, type sikring, sikring foran stuff etc.) sterkt medbestemmende på hvordan de *potensielt* rasfarlige massene på stuff oppfører seg. Ras på stuff hindrer inndriften, hvilket betyr tapt tid og økte kostnader. Raset utbedres som regel der og da, før videre driving ved tiltak som hindrer videre rasutvikling. Valgt drive-/sikringsmetode her er viktig for hvor sikkert og effektivt det drives gjennom den rasfarlige sonen.

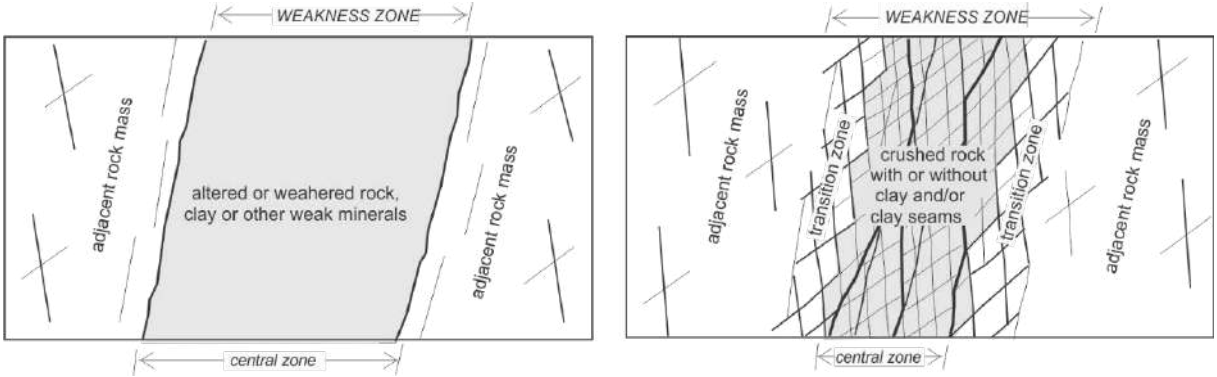
[1] Mange benytter 5 m^3 som grense mellom nedfall og ras

- Ras under bruk av tunnelen. I denne fasen kan tunnelen/bergrommet være
  a. tørt (trafikktunneler f.eks.), eller
  b. vannfylt (kraftverkstunneler f.eks.).

Tilgang på vann enten fra grunnvannet eller også fra vannet i (den vannfylte) tunnelen er ofte årsaken eller sterk medvirkning til at ras oppstår. Den permanente sikring som foreskrives og utføres, må ta hensyn til forholdene i brukstilstanden. Det er også viktig å være klar over konsekvensene av et ras eller en rasutvikling. I trafikktunneler f.eks. vil et ras, i tillegg til kostnadene, kunne få stor, uheldig medieomtale som for #8 Hanekleivtunnelen[2], selv uten personskade, mens ras i vannfylte tunneler, som vanligvis er lite omtalt, kan ras være meget kostbart å reparere pga. vanskelig adkomst til rasstedet og ofte tapte produksjonsinntekter mens reparasjonen foregår.

3 RASFARLIGE BERGMASSER

Så å si alle ras i Norge oppstår i forbindelse med svakhetssoner[3]. Figur 1 viser en klassifisering av svakhetssoner jeg har benyttet.



Figur 1: Hovedtyper av rasfarlige svakhetssoner; leirsone (venstre) og knusningssone (fra Palmstrøm og Stille, 2015)

I tillegg til at ras oppstår i svakhetssoner har rasutvikling under driving forekommet i sterkt oppsprukne metasandsteiner/kvartsitt med kort ståtid ("stand-up time"), som tilfellet var ved Nordkapptunnelen hvor slike bergmasser opptrer i vel 3 km av tunnelen.
Særlig viktig er eventuell forekomst av svelleleire i svakhetssonen. Som Thidemann og Bruland (1991) skriver, har de fleste ras opptrådt i slike soner. I andre land har ras også oppstått i svake og løse, sandige bergarter, for eksempel sedimentære silt-/sandsteiner og vulkansk tuff (se #6 Ralco og #20 Rio Esti).

Opptreden av vann er en viktig faktor ved ras eller rasutvikling. Mange svakhetssoner kan være finkornede uten leire slik at vann som strømmer gjennom, kan rive med seg sonematerialet i et flyteras ("flowing ground") (se #6 Ralco og #5 Bjorøy). Andre soner inneholder leire som pga. lav permeabilitet fører til reduksjon av vannlekkasjer. Imidlertid kan vann med tiden føre til oppbløting av leiren og derved reduksjon i fastheten og følgelig stabiliteten. I slike soner kan vannlekkasjer komme fra sideberget ("transition zone" i figur 1).

[2] Refererer til raseksempler i vedlegget
[3] En svakhetssone er betegnelse på en sone i berget der fastheten er lav sammenlignet med den omgivende bergmassens fasthet. Tykkelsen på svakhetssoner kan være fra noen centimeter til flere hundre meter. (Lien og Palmstrøm, 1985)

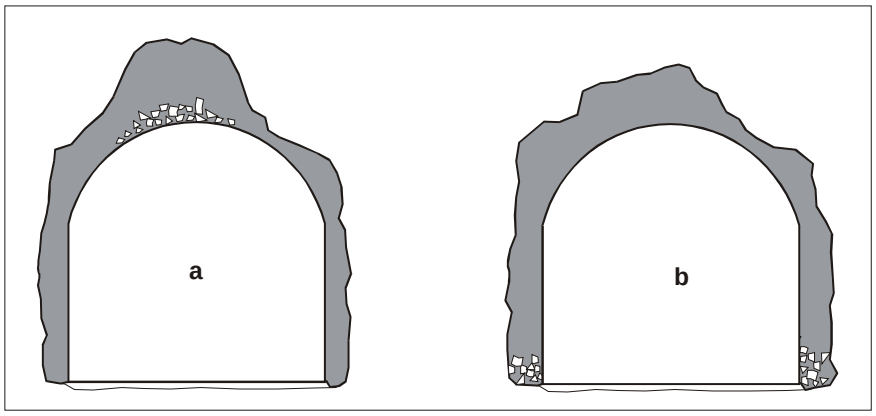
En forutsetning for vellykket driving gjennom den potensielle rassonen er at sonen oppdages i tide og at dens sammensetning, størrelse og egenskaper forstås for å kunne nyttes i planlegging av opplegget for videre drift og sikring.

Årsak til ras under bruk av tunnelen/bergrommet er jo utilstrekkelig sikring. I den forbindelse er det interessent å lese hva Prof. Selmer-Olsen skrev allerede i 1964:

"Fra tappete vanntunneler med montmorillonittslepper har en kunne iaktta at godt utførte uarmerte sprøytebetong-sikringer er gjennomlokket slik at sleppematerialet har flytt ut. Der betongutstøpninger ikke helt har dekket en svelleleiresleppe eller det svake sidefjell, har en fått betydelige mengder sleppemateriale ut fra selv smale spalter. På steder hvor en har hatt ras i formen under utstøpningen, har det vist seg at leirsleppematerialet til dels har kunnet bane seg veg inn i tunnelen, om det ikke har hatt for grov karakter eller bremset av armering."

Sikringsmidler som ikke har vært tilstrekkelige, kan ha hatt:
- for kort lengde på betongutstøpningen, som derved ikke har dekket hele svakhetssonen
- dårlig utførelse, der sikringen i utgangspunktet var tilstrekkelig dimensjonert.

Dårlig utførelse kan være sikring utført på stuff der det var vanskelig å få utført god betongutstøpning pga. rasutviklingen. Partivis kan betongen være dårlig fordi det er nedfalte rasmasser i støpeformen under betongfyllingen, som vist i figur 2.



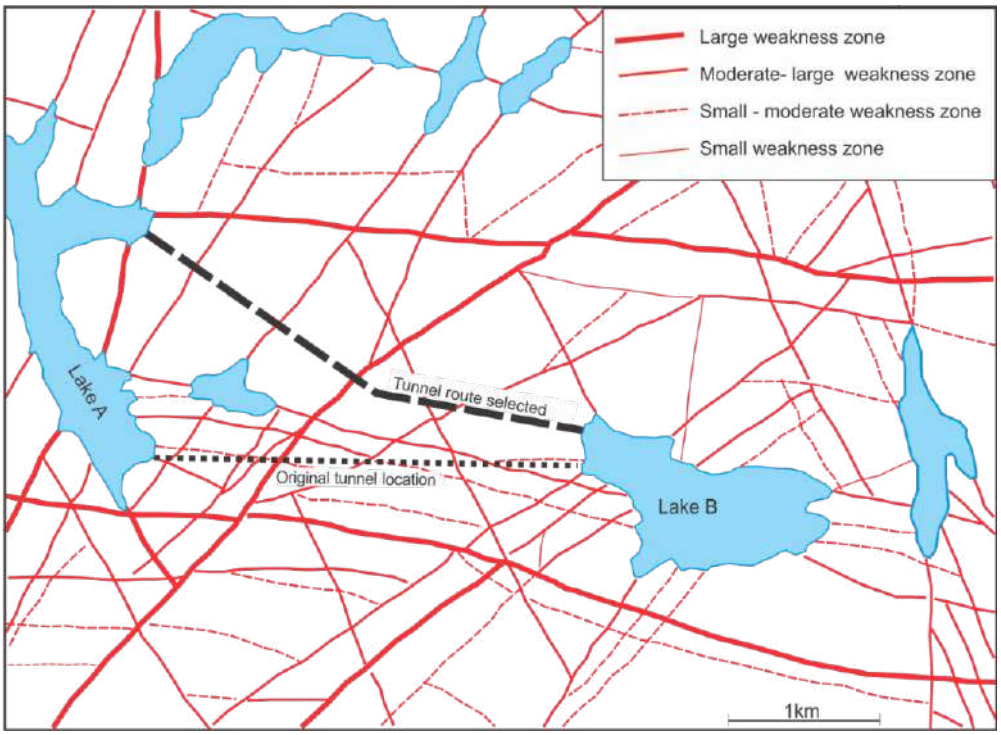
Figur 2. Rasmasser i støpeformen har ofte ført til dårlig kvalitet på betongutstøpninger. a) rasmasser under betongfylling, b) ras etter forskaling (etter Kjølberg, 1993)

Årsaken til rasutvikling på stuff i tunneler har ofte vært mangelfull oppfølging, eller manglende evne eller vilje til å ta konsekvensene av funn fra sonderboring. På den annen side finnes det også eksempler på at en ved god ingeniørgeologisk oppfølging har klart å unngå problemer når forholdene har vært langt verre enn det som var forventet på forhånd. Som eksempel kan nevnes Bjorøytunnelen (se #5 Bjorøy), hvor god oppfølging gjorde det mulig å stanse drivingen i tide, planlegge og drive videre under ekstremt vanskelige grunnforhold, som var helt ukjente da anlegget ble påbegynt.

4 HVORDAN UNNGÅ / FORHINDRE / TAKLE RAS

a) Før bygging

Ved å påvise mulige rasfarlige svakhetssoner under planleggingen, kan en gunstig lokalisering/trasé av bergrommet eller tunnelen velges. Mange problemer under tunneldrivingen unngås dersom mulige svakhetssoner unngås; eller - dersom dette ikke er mulig - at sonene krysses på tvers. Dette er skjematisk vist i figur 3.

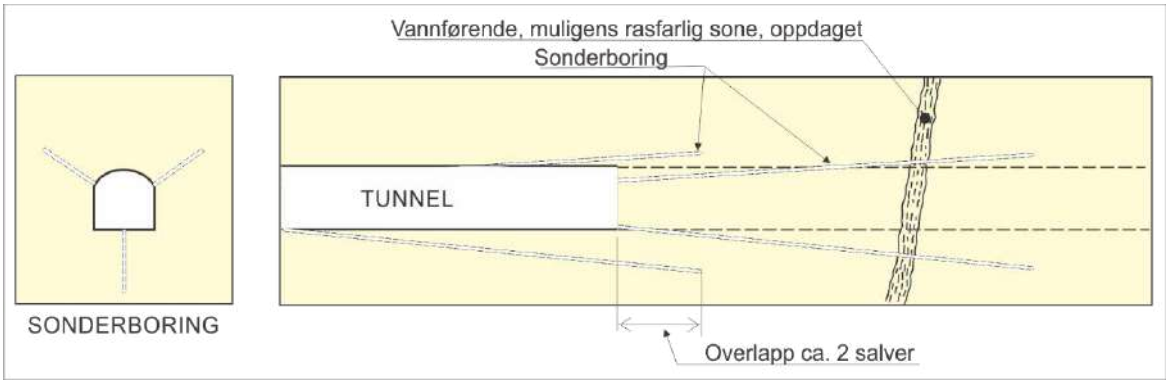


Figur 3: Flyfotostudier er viktig når svakhetssoner kan påvises i en eksponert bergoverflate. For en tunnel fra Lake A til Lake B er valg av en lenger trasé lønnsom ved at færre potensielle soner krysses, alle under en gunstig vinkel (fra Palmstrøm og Stille, 2015).

I tillegg til å påvise og eventuelt undersøke svakhetssoner kan erfaringer fra nærliggende, sammenlignbare anlegg gi viktig informasjon om eventuelle vanskelige grunnforhold. For eksempel førte kjerneboringer til at traséen for den undersjøiske Bømlafjordtunnelen ble justert, derved unngikk tunnelen å komme ut i en kløft med løsmasser under sjøen (Palmstrøm et al., 2003).

b) Under driving/bygging

1. Oppdage potensielt rasfarlige soner i tide



Figur 4: Prinsipp for utførelse av sonderboring foran stuff. Systematisk sonderboring ble første gang benyttet på #2 Vardøtunnelen)

Mange svakhetssoner blir som nevnt over, påvist under forundersøkelsene før bygging. Derved er tunnelentreprenøren forberedt. I tillegg til disse forundersøkelsene utføres, - særlig ved undersjøiske tunneler og andre tunneler på synk, - sonderboringer foran stuff, se figur 4. Slike undersøkelser har flere ganger reddet tunneler fra å bli oversvømt, blant annet #7 Oslo-

fjordtunnelen som holdt på å bli drevet ut i en dyp kløft med løsmasser på 60 m vanndyp (se #4 Atlanterhavstunnelen, #5 Bjorøytunnelen).

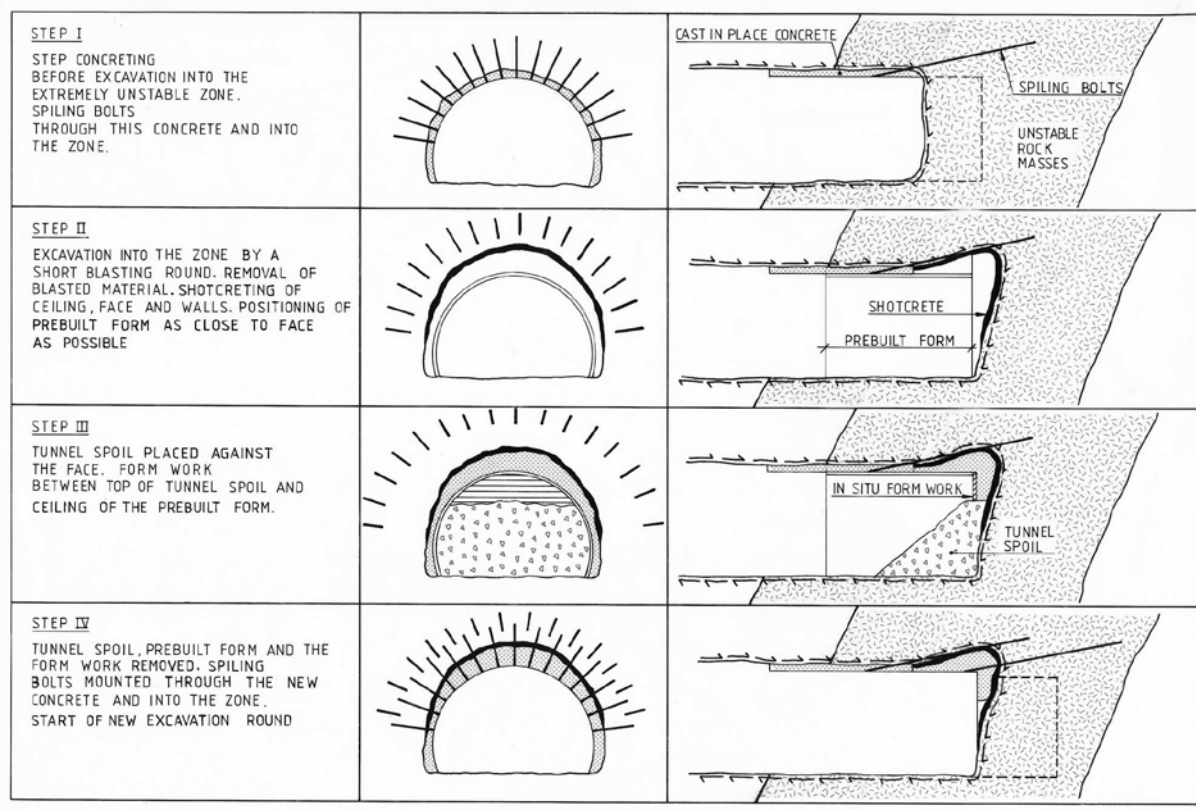
2. Kunne observere og beskrive forholdene tilstrekkelig,

Det er et problem at det i de senere år er blitt mer og mer vanlig å legge på sprøytebetong ganske raskt etter utlasting, ofte etter en noe overfladisk rensk. Hvis dette skjer før geologen/kontrolløren har registrert/kartlagt forholdene, blir det nær umulig å få til en god kartlegging. Dette var bl.a. grunnen til at "byggherrens ½ time" ble innført etter raset i #8 Hanekleivtunnelen i 2006, slik at de geologiske forholdene kan bli løpende kartlagt under driving av veg- og jernbanetunneler.

Det bør her nevnes problemet med å påvise soner som inneholder svelleleire uten tilgang på vann i byggefasen. Disse kan være stabile i anleggsperioden før vannet settes på, men får en helt annen karakter når de blir oppbløtt av vann. Slike soner kan være omvandlet berg der feltspaten har gått over til svelleleire, der enkle tester ved oppbløting av materialet ikke var tilstrekkelig til å påvise dets ekspanderende egenskaper (se #18 Glendoe, #19 La Higuera og #20 Rio Esti). Selmer-Olsen (1964) anbefalte å observere bergmassene ved den vannfylte grøften for eventuelt der å påvise svelling.

3. Bruke riktig drive- og sikringsmetode.

Når tunnelen drives inn i en rasfarlig sone, er det sjelden man har oversikt over sonens karakter og mektighet/geometri. Ras på stuff kan oppstå pga. gale beslutninger tatt fra utilstrekkelige observasjoner eller gale beskrivelser av bergforholdene.



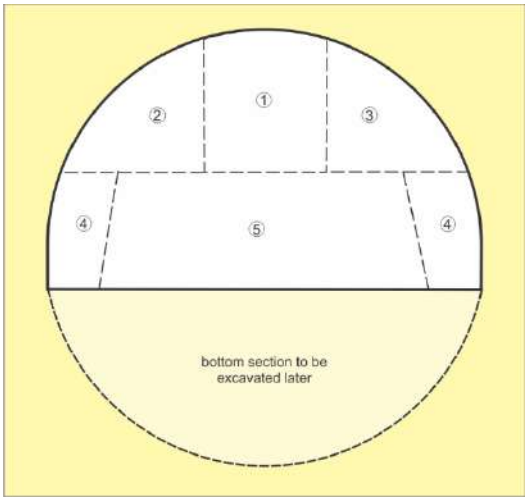
Figur 5: Systematisk bruk av forbolting ("spiling") kombinert med sprøytebetong og støp ved driving og sikring gjennom en 365 m lang sone med meget ustabile sandsteinaktige materialer i den undersjøiske Karmsundtunnelen ble allerede benyttet i 1983 (fra Palmstrøm, 1984).

Figur 5 viser hvordan driving og sikring ble foretatt i den undersjøiske Karmsundtunnelen i 1983 med godt resultat; se også Martin (1983). Dette var begynnelsen til utvikling av driving og sikring i rasfarlige soner til det opplegget vi benytter i dag med forbolter, armerte sprøytebetongbuer og radielle bolter. Er det en kritisk rassituasjon, kan tiltaket å støtte stuffen med tunnelmasser og hurtig bruk av sprøytebetong hindre rasfarlige masser å bevege seg inn i tunnelen. I andre tilfeller kan gjenstøping av stuffen være et riktig valg.

Det er viktig å hindre videre rasutvikling, bl.a. at ikke rasmassene lastes ut før bergmassene på rasstedet er sikret, se #1 Rørvikskaret, #11 Rafnes-tunnelen. Ved undersjøiske tunneler er det særlig viktig å hindre rasutvikling og fare for at ras kan utvikle seg opp til sjøbunnen). Ved flere anlegg har det forekommet ras opp til dagen, se #11 Rafnes, #12 Savalen og #17 Follsjø. Også i tilløpstunnelen til Vemork kraftverk oppsto det etter 75 års drift, ras opp til terrengoverflaten i et område med meget liten bergoverdekning (i bergmasser med dagfjellskarakter).

I tillegg til å påvise svakhetssoner er sonderboringer viktige for å kunne få opplysninger om sonens størrelse (tykkelse). Ved store soner bør det foretas tilleggsundersøkelser for å kunne få mer kjennskap til forholdene før videre driving. Dette blir sjelden utført i Norge pga. tidskrav og økonomi.

Salvelengden og størrelsen på tunnelen er viktige parametere ved driving i bergmasser med dårlig stabilitet og fare for rasutvikling. Figur 6 og 7 viser en løsning med oppdeling av tverrsnittet for driving gjennom en spesielt vanskelig svakhetssone i tilløpstunnelen ved #6 Ralco vannkraftverk, Chile.



Figur 6: Oppdeling av tverrsnittet benyttet på Ralco. Bunnseksjonen ble tatt ut etter at tunnelen var drevet gjennom den rasfarlige sonen.

Figur 7: Utgraving av seksjon 1 i det seksjonerte tverrsnittet, se figur 6) etter at de 15 m lange forboltene ("micropilots") i avstand 15 cm var montert. De skimtes over seksjon 1.

Allikevel, selv med kjennskap til svakhetssonen og utførte sonderboringer i #4 Atlanterhavs-tunnelen, ble forholdene i sonen undervurdert og den videre driving gjennom sonen ble meget vanskelig etter at det oppsto begynnende ras på stuff. I forbindelse med hendelsene her bør viktigheten av å benytte en erfaren tunnelentreprenør og en god kontrakt fremheves.

Ifølge Eurokode 7 (i berg- og geoteknikk) er den såkalte observasjonsmetoden aktuell ved planlegging og bygging av de fleste tunnelanlegg. Bruk av denne metoden forutsetter at det foreligger konkrete og detaljerte beskrivelser av avbøtende tiltak der også maskiner og utstyr

samt erfarent mannskap forventes på anlegget under tunneldriften. Anvendes metoden riktig, vil den kunne være et viktig bidrag til å forhindre rasutvikling på stuff.

4. Tilstrekkelig permanent sikring

Når bør permanent sikring av en potensielt rasfarlig svakhetssone utføres ved betongutstøpning, og når bør sålen støpes ut? Når er gitterbuer riktig sikring, og når er det tilstrekkelig med armerte sprøytebetongbuer?

Dette er spørsmål man bør stille seg når man skal ta stilling til permanent sikring av rasfarlig berg. I den forbindelse er det relevant å se hva Prof. Selmer-Olsen anbefalte allerede i 1964: *"Ellers synes full utstøpning som helt eller delvis dekker svelleleiresonen og det svake sidefjell å være den utveg en har når det er større soner av aktiv svelleleire i vanntunneler eller på steder hvor en har lekkasje. Det må fremheves at betongen må slutte godt til friskt fjell på sidene og at det ikke er flere meter dypt hulrom bak betongen. Nyttes det vanlig hesteskoformede profil, må en sikre seg mot innknekning i veggene bl. a. ved å sikre veggenes vederlag i sålen. En bør også være oppmerksom på at i fall en har en meget bred sone av aktiv svelleleire vil den om den finnes i sålen av en vanntunnel, kunne vaskes ut til flere meters dyp slik at masser bakom betongutstøpningen kan vaskes bort. Er det meget stein i sleppematerialet, stopper naturlig denne prosess av seg selv. Men betongveggen kan bli sterkt utsatt for jordtrykk. Utstøpninger i sålen kan derfor komme på tale."*

Det er som nevnt vanlig praksis å ligge på den sikre siden og installere "sikring som holder". Ved å benytte en fleksibel arbeidssikring (sprøytebetong og bolter) vil eventuelle deformasjoner som oppstår i tunneler som kan inspiseres, kunne observeres og forsterkende sikring kan da utføres. Dette er et av elementene i NATM (Den østeriske tunnelbyggemetoden) og også i observasjonsmetoden.

Den norske sikringsfilosofien er at man, når det benyttes sprøytebetong som sikring ved stuff, vurderer konkret etter hver salve hva som skal gjøres av sikring, også den permanente. Denne metoden krever at byggherren til enhver tid under drivingen har tilgjengelig personell med god bergteknisk/ingeniørgeologisk kompetanse slik at man får registrert de geologiske forholdene før fjelloverflaten dekkes av sprøytebetong. Dette er nærmere omtalt i kap. 5.

Et annet alternativ som er noe benyttet, er at bare øvre del av veggen påføres sprøytebetong for at ingeniørgeologen skal kunne observere bergforholdene bak stuff.

c) Under bruk av tunnelen

Tilstrekkelig permanent sikring er selvfølgelig beste måte for å unngå ras. I noen tilfeller, når det imidlertid er installert for svak permanent sikring eller når de rasfarlige bergmassene ikke er oppdaget (#18 Glendoe, #19 La Higuera, #20 Rio Esti), vil ras kunne oppstå. Dette har vist seg for det meste å skje i vanntunneler. For #15 Nye Vinstra (2), #17 Follsjø og #20 Rio Esti oppstod raset etter lang tids bruk av tunnelen.

Thidemann og Bruland nevner i 1991 at det hadde vært omkring 8 blokkeringsras i ca. 3300 km med vanntunneler ved norske kraftverk og at reparasjonsarbeidene hadde vært *"meget kostbare"*. Det viser hvor viktig det er for den enkelte kraftverkseier å kunne oppdage potensielle ras i tide. Av den grunn bør tilstanden i tunneler sjekkes ved inspeksjoner. Oppdages begynnende rasutvikling, kan det foretas utbedring før raset utvikler seg.

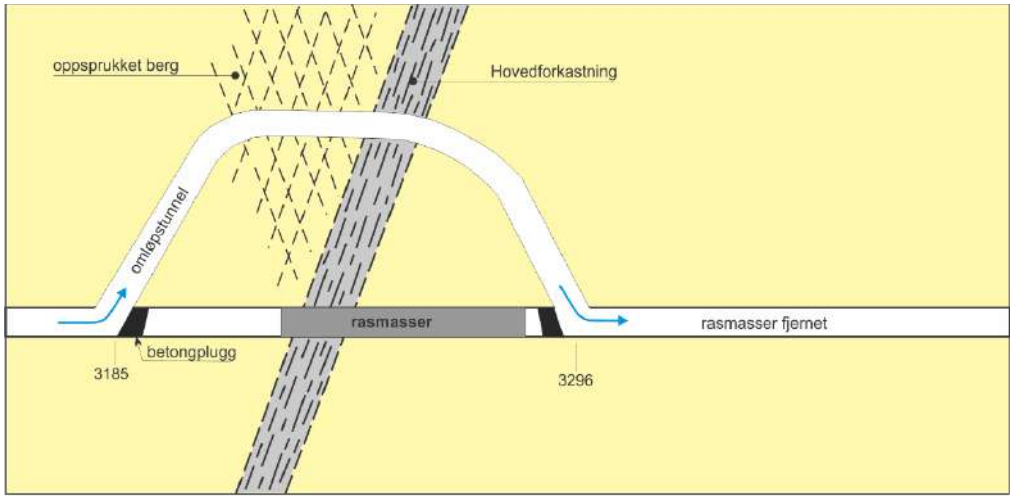
Inspeksjon med ROV (Remote operated vessel) kan foretas mens tunnelen er i bruk gi indikasjon om tunnelens tilstand.

5 UTBEDRING AV RAS I VANNTUNNELER

I vanntunneler kan rasene bli veldig store, - 10.000 m^3 i Glendoe vannkraftverk, 7-10.000 m^3 i Vinstra (1), - fordi vannstrømmen i tunnelen over lengre tid bringer massene nedover i tunnelen etter hvert som utrasingene foregår. Utbedringsarbeidene kan være rett så krevende, blant annet de to alternativene:

A. Drive tunnel rundt opprinnelig tunnel med omløpstunnel, såkalt "bypass". Dette kan greit gjøres for vanntunneler der linjeføringen ikke er låst, og er i Norge mest vanlig. Der omløpstunnelen passerer rassonen (se figur 8), har det vært vanlig å foreta betongutstøpning etter at det først er foretatt arbeidssikring under drivingen med sprøytebetong bolter. I dag benyttes også armerte buer av sprøytebetong istedenfor betongutstøpning.

B. Driving gjennom rasmassene og den rasfarlige sonen. Dette anses ofte i Norge som utfordrende og risikabelt. Ved store ras kan det være et åpent hulrom over tunnelen som kan være meget rasfarlig. Dette hulrommet kan, som for #18 Glendoe, være vannfylt. Sonemassene kan være så ustabile at massene raser ned på tunnelen under fjerning av rasmassene (#1 Rørvikskaret og #11 Rafnes)



Figur 8: Det ble benyttet omløpstunnel for å komme forbi ras (1) i tilløpstunnelen på Nye Vinstra kraftverk, se #14.

6 NOEN KOMMENTARER

Punktene under angir noen av tiltakene foreslått etter raset i #8 Hanekleivtunnelen i 2003 for å hindre ras:

1. Å sørge for at det er tilstrekkelig bemanning, med den nødvendige kompetansen på anlegget, slik at registrering av de ingeniørgeologiske forholdene blir registrert fortløpende.
2. Innføring av "byggherrens halvtime" der byggherren får tid til å utføre nødvendige kartleggingsarbeider, og dessuten foreta en vurdering av nødvendig sikring. Som en kvalitetssikring skal denne vurderingen gjøres sammen med bas eller formann fra entreprenøren.

3. Det må erkjennes at sikring med bolter og sprøytebetong ikke kan takle alle typer vanskelige fjellforhold. Tyngre sikring, inkludert full utstøpning, må derfor alltid være med som en aktuell opsjon for sikring, spesielt i soner med svelleleire.
5. Utført sikring, spesielt sprøytebetongen, skal kontrolleres for sprekker og dårlig heft, minst en gang før sikringen dekkes av vann- og frostsikringshvelv. Eventuelle mangler utbedres ved tilleggssikring.
6. Regelverk og rutiner må forbedres for å sikre at det for alle prosjekter utarbeides tilfredsstillende sluttrapport med ingeniørgeologisk beskrivelse samt logger over fjellforhold og utført sikring

Min kommentar er at pkt. 1 i praksis har vist seg vanskelig å etterleve, ettersom det kan være vanskelig å få folk med tilstrekkelig erfaring til å kontinuerlig å følge opp arbeidene på stuff.

Ad. Pkt. 2. Byggherrens halvtime er et fint tiltak som burde innføres i alle tunneler der det installeres sprøytebetong på stuff. Det gir ingeniørgeologene mulighet til å kunne observere og kartlegge eventuelle problematiske soner.

Ad. Pkt. 6. Vegdirektoratet har lagt opp til en form for sjablongsikring. Ut fra observert Q-verdi blir sikring bestemt. Det foretas kartlegging av sprekker og sprekkeretninger og opptegning i fargerike diagram. Der angis også utført sikring.
Mitt inntrykk er at det brukes mye tid og energi til å måle sprekker og sprekkeretninger i bergmasseklassene A-D der sjablongsikringen allerede gir kraftig overdimensjonering. Diagrammene er det vanskelig å få noe matnyttig ut av når det gjelder rasproblematikk.
Jeg er redd for at denne form for kartlegging kan begrense oppmerksomheten når det gjelder å påvise steder der det er mer ustabile/rasfarlige bergmasser. Når potensiell rasutvikling dukker opp på stuff, det er da det er viktig og å være observant. Ta leirprøver. Dersom det er mulig, la det stå noe synlig berg nederst i veggen gjennom sonen for å mulighet for observasjon ikke bare av en salve men av hele sonen før sprøytebetong påføres i hele veggen.

Q-systemet og for den saks skyld, ingen andre klassifikasjonssystem for bergmasser dekker forholdene i svakhetssoner tilstrekkelig. Q-systemet dekker dårlig geometrien i svakhetssoner og med at sonens størrelse (bredde eller tykkelse) og orientering ikke er med i Q-verdien. Derfor er det erfaring som til syvende og sist bør anvendes ved bestemmelse av sikringen i rasfarlige soner.

Det er fint å se at det i Vegvesenets Håndbok N500 Vegtunneler legges opp til årvåkenhet for svakhetssoner. Under er følgende utdrag av kommentarene til sikringstabellen (figur 6.1 i Håndboken):

" - Salvelengden skal reduseres senest fra og med sikringsklasse IV (for Q < 1)
- Det skal ved driving inn mot svakhetssoner og andre kritiske partier etableres en sikringssone foran sonen. Avstanden til sonen fra stuff bestemmes på grunnlag av tilgjengelig informasjon og grad av usikkerhet, minimum 8-10 meter"

"For undersjøiske tunneler skal det utarbeides en egen prosedyre for beredskap på anlegget for å kunne håndtere rasutvikling, vanninnbrudd og for raskt å kunne foreta injeksjon."

Dette virker flott. Erfaringene for flere av rastilfellene i vedlegget (#18 Glendoe, #19 La Higuera, #20 Rio Esti) er imidlertid at flere ras har oppstått fordi svakhetssonen/rassonen ikke ble påvist eller ble undervurdert under drivingen. Og oftest er det ikke så greit å få oversikt og observasjoner av forholdene når tunnelen er midt inne i en større svakhetssone. Det gjør at beskrivelse/observasjoner har vært utilstrekkelige, hvilket kan føre til feiltolkninger.

Det kan altså, som nevnt over, være vanskelig å karakterisere bergmassene riktig i Q-systemets bergklasser E, F og G. Dette fordi det, som nevnt, ofte ikke er mulig å få oversikt over oppbygning og sammensetning før det er mulig å komme til for å foreta observasjoner (pga. rasfare, tildekking av bergoverflaten med slam eller utført sprøytebetong). Mulig forekomst av svelleleire (smektitt) vanskeliggjør ytterligere vurderingene av nødvendig sikring. Dette er hovedårsaken til at det ved mange soner velges å utføre meget tung sikring, kraftigere enn det i de fleste tilfellene trengs for å oppnå stabile forhold.

7 HVA KAN VI LÆRE?

Vår kanskje viktigste oppgave som ingeniørgeologer er å unngå ras eller hindre rasutvikling. Det er vanskelig, og noen ganger nærmest umulig å beskrive forholdene i rasfarlige svakhetssoner pga. store dimensjoner, lite oversiktlige forhold, og ikke minst sjelden tid til å gjøre omfattende undersøkelser med boringer etc. Derfor er det også lite sannsynlig at gode beregninger kan foretas. Numeriske beregninger blir ofte utført basert på ufullstendige observasjoner i tunnelen. De kan nok gi indikasjoner om belastninger og sikringsomfang, men bør bare betraktes som veiledende. Til syvende og sist er det ofte erfaringer som benyttes ved bestemmelse av permanent sikring av rasfarlige svakhetssoner. Og da er normal praksis at det legges opp til å overdimensjonere den permanente sikringen "gjøres den sterk nok", slik det nettopp er beskrevet over. Men er observasjonene mangelfulle, vil følgelig sikringen allikevel kunne bli for svak.

For oss ingeniørgeologer er det viktig å få opplysninger om tunnelras. Analyser av disse gir oss verdifullt erfaringsmateriale. Det hjelper oss til å utvikle faget og skaffe oss forståelse om hvordan berggrunnen kan oppføre seg over tid. Og derved hvilke vurderinger og tiltak som bør gjøres. Det er dessverre ofte vanskelig å få anledning å befare ras til å erverve slik kunnskap. Mye fordi det sjelden informeres når ras har oppstått. Det kan virke som om fagmiljøet ikke er interessert i at ingeniørgeologer skal bli flinkere.

Det er noen enkle ting som kan gjøres for å hindre ras på stuff. Det er at byggeledelsen innehar erfarent personell og at det benyttes en erfaren entreprenør som kan gjøre riktige vurderinger under driving og sikring gjennom den rasfarlige sonen.
Innføring på anlegget av "Byggherrens halvtime" er et viktig skritt i riktig retning. Der dette ikke innføres, vil observasjon og beskrivelse av svakhetssoner i tunnelen som tidligere nevnt, kunne utføres dersom sprøytebetong ikke påføres i nedre del av veggen, om ikke rasutviklingen krever umiddelbar sikring i hele veggen.
Selmer-Olsen (1964) hadde et godt råd: *"Se i grøften (med vann) om det er tegn til svellende forhold nederst i veggen."*

Bruland og Thidemann (1991) konkluderer med at en stor del av rasene i vanntunneler kunne ha vært unngått ved enkle tiltak i byggetiden, blant annet ved grundig rensk og god ingeniørgeologisk oppfølging. Dessuten at det foretas inspeksjoner etter at tunnelen tas i bruk. Derved kan eventuell begynnende rasutvikling oppdages slik at utbedring kan foretas før et kostbart blokkeringsras får utvikle seg.

Og en meget viktig erfaring: Pass opp for svelleleire. Ta prøver når det er leire i svakhetssoner av noen størrelse. Stefanussen (2012) omtaler blant annet ulike svelle tester.

På de fleste tunnelanlegg benyttes sonderboringer foran tunnelstuffen, en skjerm av forbolter samt reduserte salver når det opptrer bergmasser med dårlig stabilitet på stuff. Dette er viktige avbøtende tiltak (*handlinger*) for å forhindre rasutvikling på stuff. Når det gjelder permanent

sikring er utfordringen å kunne foreta gode nok beskrivelser av forholdene i potensielt rasfarlige soner, beskrivelser som danner grunnlaget for dimensjonering av sikringen.

Rasene i tilløpstunnelen til #19 La Higuera og #20 Rio Esti samt i flere andre utenlandske vanntunneler viser at det kan opptre problematiske bergforhold som ikke oppdages selv med tett geologisk oppfølging av tunneldriften. Dette er tunneler som ligger i visse tuffbergarter, spesielt når det er tørre forhold under tunneldrivingen. Og i TBM tunneler (se #18 Glendoe og #15 Nye Vinstra (2)) er det vanskeligere enn i sprengte tunneler å oppdage slike "farlige" bergmasser.

Jeg vil avslutte med et utdrag av Prof. Bjørn Nilsens kommentar 19.03.2009 etter driveproblemene ved passering av rassonen i #4 Atlanterhavstunnelen:

> *"Til tross for at mulige problemer var forutsett, og spesielle tiltak (tetting med sement ved forinjeksjon, kort salvelengde, omfattende bolting og sprøytebetongsikring) ble iverksatt, skjedde likevel en utvasking og utrasning som i løpet av noen timer utviklet seg slik at det ble besluttet å tilbakefylle masser og støpe igjen tunnelen for å ha kontroll over situasjonen. Sett i ettertid er det lett å si at de ekstra sikringstiltakene som ble iverksatt under driving var utilstrekkelige.* ***Naturen (les geologien) er imidlertid lunefull, og de beslutninger angående sikring som tas under driving er alltid skjønnsmessige og basert på det en til enhver tid kan observere på tunnelstuffen. Det ligger derfor i sakens natur at det under de ofte vanskelige og uoversiktlige forhold som en har framme ved stuff i en tunnel, er mulig å gjøre feilvurderinger.*** *Selv om dette nok var mager trøst når raset først var gått, indikerer det faktum at raset ikke skjedde øyeblikkelig, men først etter noen timer, på at bare litt tilleggssikring hadde vært tilstrekkelig for å unngå raset."* (uthevingen gjort av meg)

8 REFERANSER

Bruland A. og Thidemann A. (1991): "Sikring av vanntunneler" Vassdragsregulantenes forening (VR), 88 sider.

Dahlø T. S. og Nilsen B. (1994): "Stability and Rock Cover of Hard Rock Subsea Tunnels" Tunnels and underground space technology. Vol. 9, No. 2. Side 151 - 158

Grønhaug, A. og Lynneberg, T. E. (1984): "The Vardø undersea tunnel - a low-cost project?" Proc. Int. Symp. om Low Cost Road Tunnels. Side 185-203. Tapir.

Grønhaug A. (1975): "Drift av vegtunnel gjennom leirsonen i Røvikskaret" Intern rapport nr. 616. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Oslo.

Johansen E. D. (1995): "Passering av sandsonen på Bjorøy, hvordan gikk det?" Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. Side 6.1 – 6.23.

Kjølberg R. (1993): "Sikringsproblemer ved arbeid i gamle vannkrafttunneler" Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. 10 sider.

Lien R. (1977): "Ras i Bitdalstunnelen" Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. 7 sider.

Lien R. og Palmstrøm A. (1985): "Håndbok ingeniørgeologi – Berg" Norsk Bergmekanikk-gruppe. Tapir. 138 sider.

Martin D. (1983): "Fibrecrete gives face a lift in delicate undersea tunnel blasting job" Tunnels & Tunnelling, Juli 1983. 4 sider

Nilsen B., Bollingmo P. og Nordgulen Ø. (2007): "Raset i Hanekleivtunnelen 25. desember 2006". Rapport fra undersøkelsesgruppen. Vegdirektoratet. 53 sider.

Olsen, A. og Blindheim, O.T. (1989): "Prevention is better than cure" Tunnels & Tunnelling 3 (1989). Side 41 - 44.

Palmstrøm A. (1976): "Rasene i vanntunnelen Rafnes – Fjærekilen i Norsjø" Intern rapport A.B. Berdal. 10 sider.

Palmstrøm A. (1984): "Geo-investigations and advanced tunnel excavation technique important for the vardø subsea road tunnel." Proc. Int. Symp. om Low Cost Road Tunnels. Oslo. 16 sider.

Palmstrøm A., Nilsen B., Pedersen K.B. og Grundt L. (2003): "Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg." Publ. nr. 101, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen. 132 sider.

Palmstrøm A. (2006): "Private notater om injeksjonsarbeidene i tilløpstunnelen ved Ralco kraftverk, Chile"

Palmstrøm A. og Stille H. (2015): "Rock engineering" ICE Publishing, London. 444 sider.

Selmer-Olsen R. (1964): "Alminnelig geologi og ingeniørgeologi" Tapir forlag, 409 sider.

Stefanussen W. ((2012): "Tunneldriving i svellende bergarter." Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. 11 sider.

Vegdirektoratet (2016): "Håndbok N500 Vegtunneler" 138 sider.

Aagaard B. (2000): "Trollheim kraftverk. Ras i overføringstunnelen til Follsjøen. Ingeniørgeologisk beskrivelse". Notat utarbeidet for Statkraft ifm. reparasjonsarbeidene. 3 sider.

Aagaard B. (2005): "Blokkeringsras i vanntunneler - eksempel fra overføringstunnel Svelgen, Blåfalli Vik" Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk. 11 sider

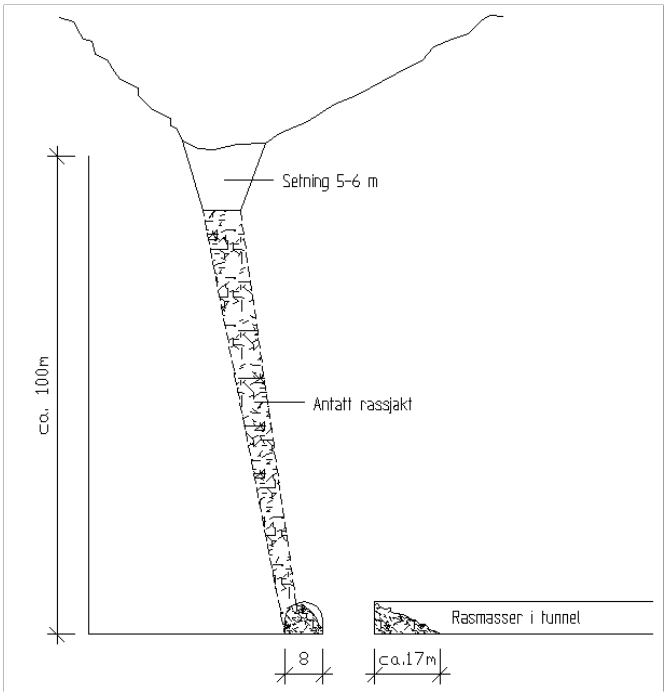
VEDLEGG **NOEN EKSEMPLER PÅ RAS**

Her er det tatt med eksempler på hendelser som belyser grunnforholdene og noen av de mange problemene som oppstår ved ras i tunneler.

1. RAS I "TØRRE" TUNNELER

A. Ras under bygging

#1. Rørvikskaret vegtunnel, Lofoten



Figur A1: Rørvikskaret, Lofoten. Rassituasjonen (fra Grønhaug, 1975)

Berget i tunnelområdet består av massive, krystallinske, ofte litt skifrige bergarter som varierer i sammensetning fra syenitt til granitt.

Tunnelarbeidene ble igangsatt i 1969. Etter å ha drevet 196 m inn, traff tunnelen på en svelleleiresone som ble kartlagt som en "lomme" med leirmateriale. Under utlasting av det leirholdige rasmaterialet ble det observert setninger i terrengoverflaten i Rørvikskaret over tunnelen. Utlastingen ble da innstilt.

Deretter ble det forsøkt å injisere rasmassene, hvilket var mislykket. Man besluttet da å gå rundt rasstedet med en 50 m lang omløpstunnel for å kunne drive videre mens man reparerte raset. Etter gjennomslag og nødvendig sikring i tunnelen på hver side av rasområdet, ble det lastet ut i ca. 50.000 m^3 i svelleleiresonen. Et stort raskrater hadde nå utviklet seg i terrenget over tunnelen.

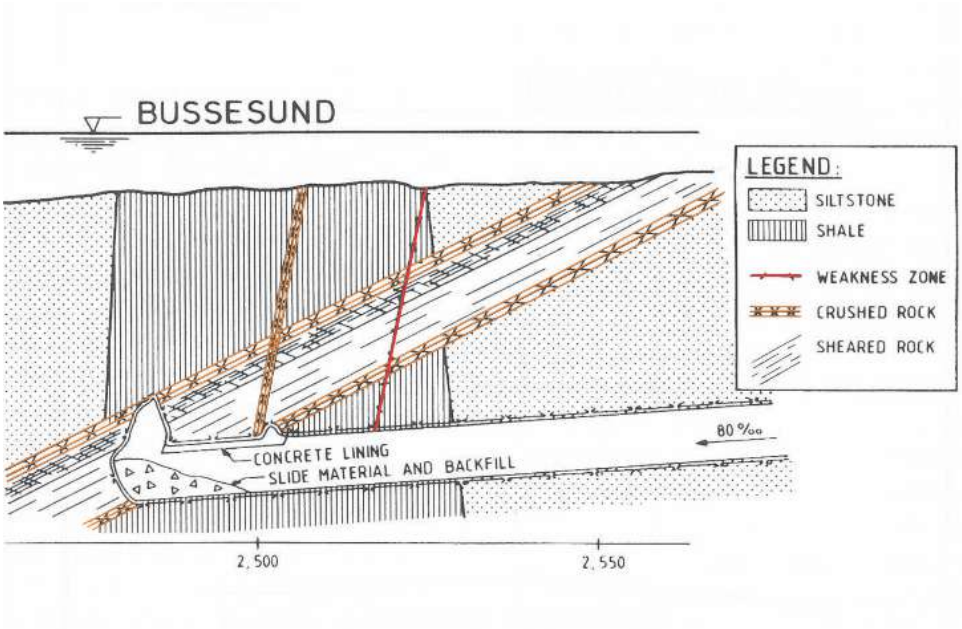
Deretter forsøkte man å montere et korrugert stålhvelv gjennom sonen. Rasaktiviteten i sonen var imidlertid så stor at dette arbeidet måtte innstilles. Raset var nå nærmere 30 m lang i tunnelnivå. Etter at rasaktiviteten avtok, begynte man å montere et stålrør med diameter 10 m og platetykkelse 7 mm. Planen var at man mellom stålhvelvet og en indre forskaling skulle støpe en 50 cm tykk armert konstruksjonsstøp.

Nesten hele rassjakten var dekket da store nedbørsmengder satte inn. Derved raste 4 store steinblokker ned fra ca. 30 m høyde og deformerte 60% av stålhvelvet. Etter at reparasjonsarbeidene var utført, fortsatte støpearbeidene på tross av rasproblemer. Men så raste ca. 150 m^3 steinmasser ut fra 60 m høgde i rassjakten; det klemte sammen både betong- og stålhvelvet. Trolig var dette forårsaket av et kraftig regnvær.

Etter dette siste raset ble det besluttet å heller støpe en kompakt betongkloss fra bunnen av rassjakta og ca. 10 m opp (ca. 3000 m^3), slik at en kunne drive tunnel gjennom betongen i rassonen. Etter at støpearbeidene var fullført, ble det fylt 4000 m^3 sand og steinmasse over denne proppen. Tunnelen ble så ferdig drevet og utforet med membranisolert støp i 1974 da den endelig ble åpnet for vanlig trafikk.
Alle disse vanskelighetene forlenget byggetiden med ca. 3 år, og kostnadene beløp seg til ca. 6,5 mill. (1974) kr. Prosjektet var opprinnelig beregnet til å koste ca. 3 mill. (1969 kr.

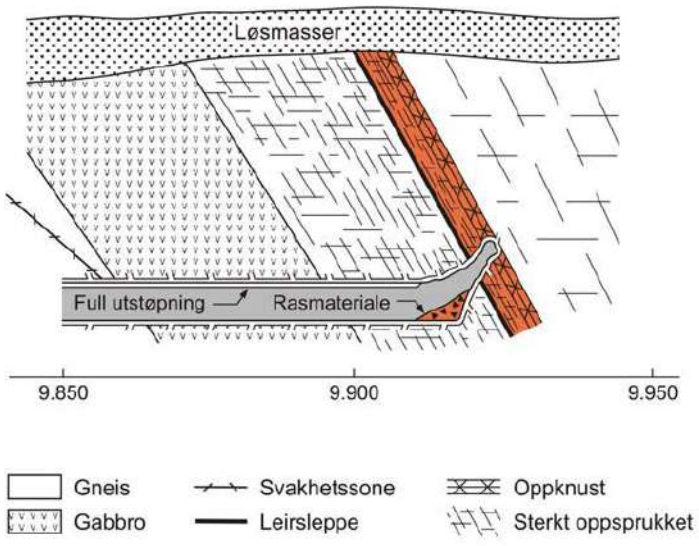
#2. Vardø tunnel, undersjøisk vegtunnel

Tunnelen ligger i en veksling av kvartsittisk sandstein og leirskifer. Under driving kom tunnelen inn i et område under sjøen med komplisert tektonikk der flere soner krysser hverandre. Bergoverdekningen er her 35 m. Fra nisjer i tunnelen ble det drivingen foretatt kontinuerlig kjerneboring foran tunnelstuffen som dette området viste kjernetap over en strekning på 10 m og vannlekkasjer i borhullet. Det ble derfor benytte korte salvelengder. Etter en av disse salvene oppsto overmasse i øvre del av stuffen, se figur A2. Påføring sprøytebetong her var vanskelig pga. vannlekkasjer. Etter utlasting av en del av salven ble støpeformen (i stål) ble skjøvet fram og resten av salven plassert inn mot stuffen for å støtte denne og derved forhindre/begrense nedfallene. Allikevel oppsto det rasutvikling og steinmasser falt ned i formen under støpingen.



Figur A2: Det ene av 2 ras under driving av Vardø-tunnelen der det er 35 m bergoverdekning under sjøbunnen (fra Grønhaug og Lynneberg, 1984).

#3. Ellingsøytunnelen, undersjøisk vegtunnel



Figur A3. Ras under driving, 70 m under sjøen i Ellingsøy-tunnelen. Rasutviklingen forplantet seg 7 m opp over tunneltaket i løpet av 6 timer (etter Olsen og Blindheim, 1989).

Tunnelen var 700 m fra land der vanndypet er 70 m og bergoverdekningen 45 m da den kom inn i et område med flere svakhetssoner. Flere av disse var påvist under forundersøkelsene. Etter en salve på 2,5 m oppsto det nedfall av masser fra øvre del av stuffen, se figur A3. Vannlekkasjer og leirbelegg på sprekkene gjorde også her at sprøytebetongen ble utvasket/mistet heft. I løpet av 6 timer utviklet raset seg 7 m oppover mot sjøbunnen. Da ble det bestemt å støpe igjen stuffen med en 7 m lang betongpropp. Forsiktig driving av 20 m tunnel gjennom betongproppen og svakhetssonen tok 5 uker.

#4. Atlanterhavstunnelen, undersjøisk vegtunnel

Under byggingen av den undersjøiske Atlanterhavstunnelen i 2007 gikk et ras da tunnelen var kommet 230 m under havoverflaten. Berggrunnen i området består av gneis.

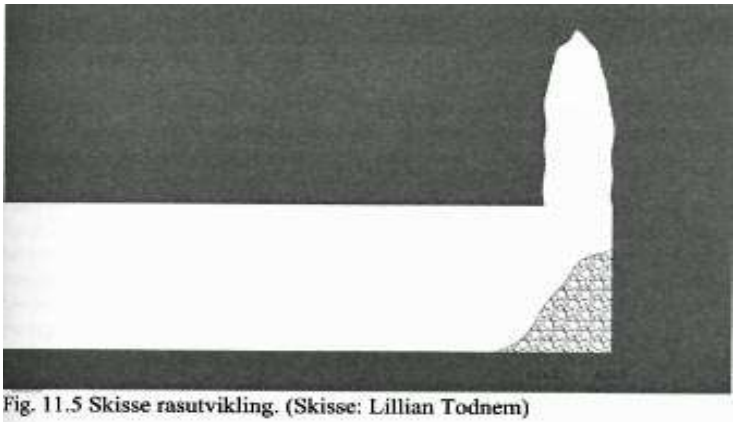


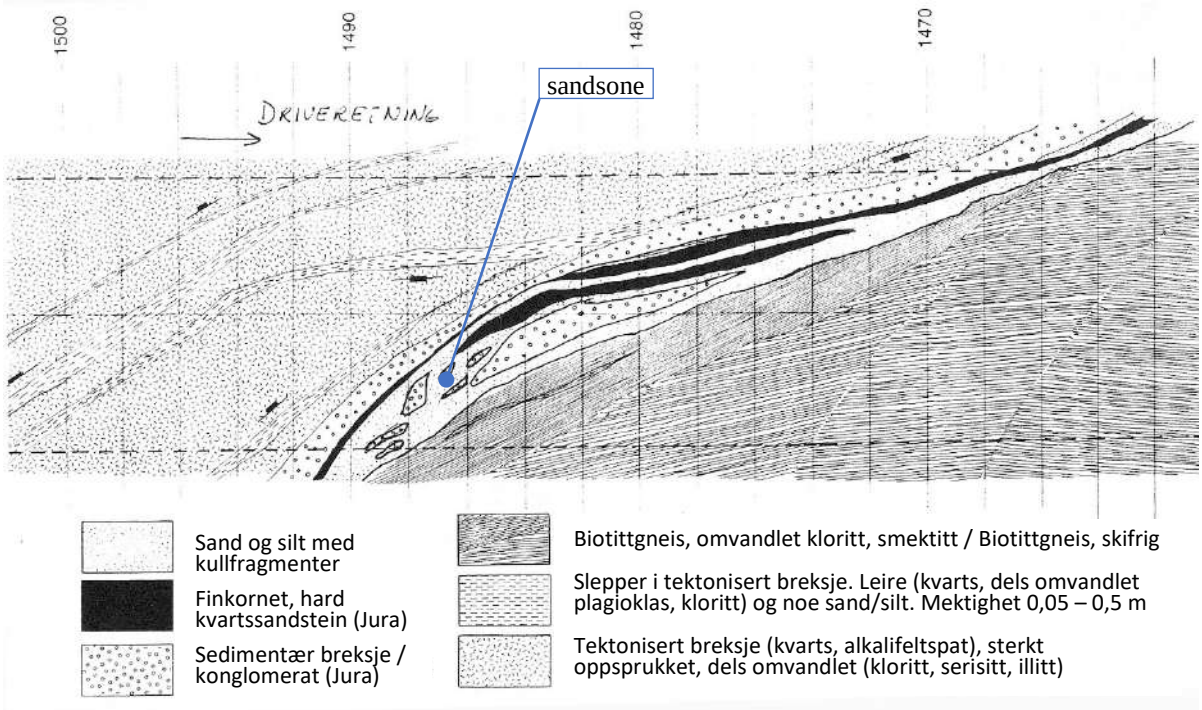
Fig. 11.5 Skisse rasutvikling. (Skisse: Lillian Todnem)

Figur A4: Tunnelmasser ble fylt inn på stuff mens raset utviklet seg mer enn 10 m oppover. Med begrenset fjelloverdekning ble håndtering av raset spennende (fra Karlson, 2008).

Sonderboringer hadde påvist en svakhetssone her, og sonen var også påvist ved forundersøkelsene. Forholdene ble presentert på Fjellsprengningskonferansen i 2008 (Karlson, 2008). Feilvurderinger medførte imidlertid at den ikke var injisert godt nok slik at det oppsto betydelig innlekkasje av sjøvann. Lekkasjene var oppe i 500 l/min fra ett borehull og det ble målt vanntrykk opp mot 23 bar. Raset som oppsto, forplantet seg mer enn 10 m opp over hengen (figur A4). Det ble derfor støpt en betongplugg på stuff som dekket rassonen. I tillegg ble omfattende og tidkrevende injeksjons- og sikringsarbeider gjennomført for å passere den 40 m brede sonen. Fra raset gikk til sonen var passert gikk det 10 måneder og nærmere 1000 tonn injeksjonsmasse. Det er publisert lite om hva som foregikk under utbedring av raset, og hvorfor det tok så lang tid for å komme gjennom.

Jeg har fått inntrykk av at kontraktsmessige / organisatoriske uklarheter spilte inn. Og det var først etter at motstående tunnelstuff nådde rassonen på den andre siden, at sonen ble passert.

#5. Bjorøytunnelen, undersjøisk vegtunnel



Figur A5: Skisse av sandsonen i Bjorøytunnelen. Sonderboringer oppdaget sonen i tide slik at nødvendige arbeider foran stuff kunne utføres før driving. (Fra Dahl Johansen, 1995)

Erfaringene etter 4 måneder med undersøkelser, tolkninger, vurdering av muligheter / risiko var Forbruk av 242 tonn sement, 16 tonn akryl, 280 m^3 sprøytebetong. Passering av sandsonen tok 8 måner fra den ble påtruffet (september 1994 – juni 1995)

Nok en gang påviste sonderboringer forekomst av overraskende grunnforhold i tide. Handlekraft og effektive arbeider tuftet på erfaring gjorde at tunnelen kunne drives gjennom disse vanskelige grunnforholdene.

#6. Tilløpstunnelen, Ralco vannkraftverk, Chile

Den sirkulære tilløpstunnelen med 10 m diameter ved Ralco vannkraftverk i Chile ble sprengt ut i årene 2000 - 2006. Tunnelen ligger i granodioritt med varierende oppsprekning, stedvis med leirholdige svakhetssoner. Under driving, oppsto det ras på stuff i form av "mud flow" (en type "flowing ground"), se figur A6. Dette var ved inngangen til en fullstendig dekomponert svakhetssone.

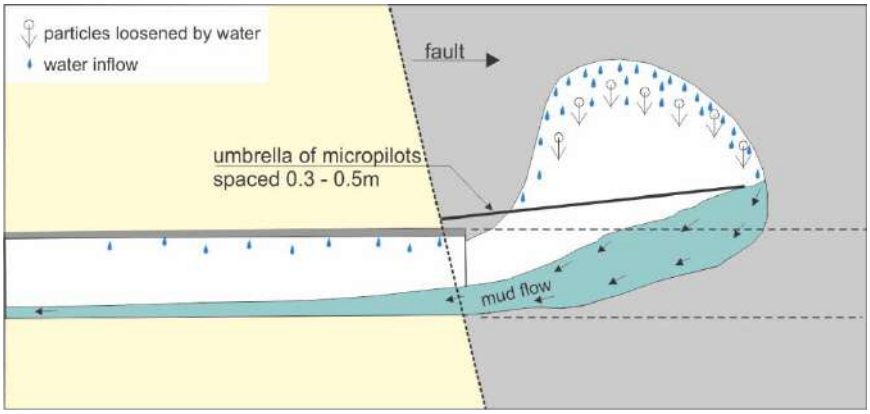
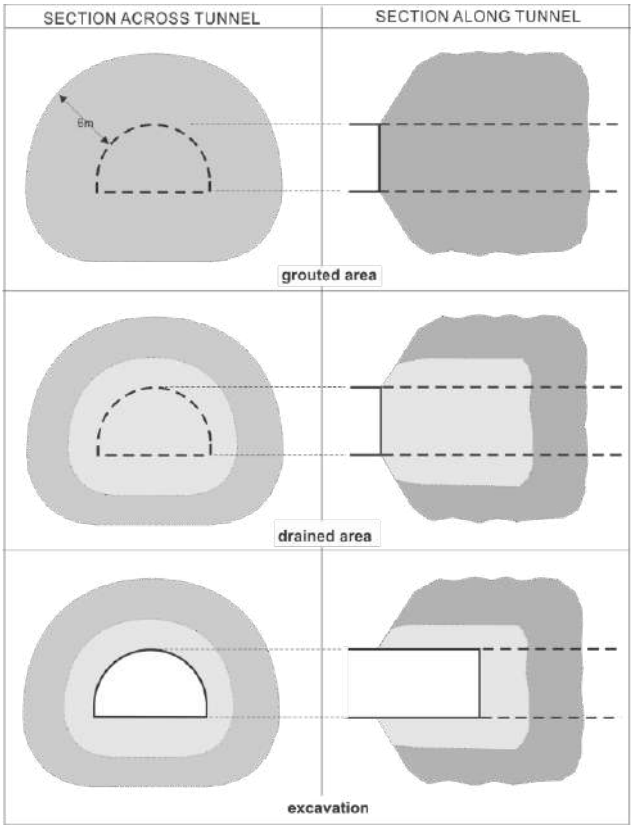


Fig. A6: "Mud flow" (slamstrøm) i tilløps-tunnelen på Ralco. Forboltene hadde liten effekt da en bolteavstand på 0,3 – 0,5 m var for stor i forhold til de sandige/grusige rasmassene (fra Palmstrøm, 2006).

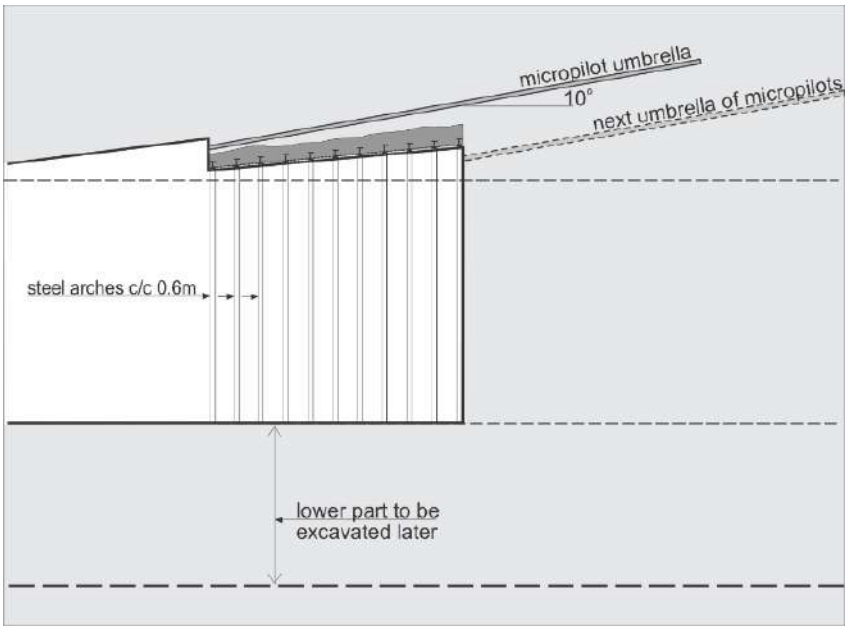


Figur A7: Injeksjon, drenering og driving

Materialet i sonen viste seg å bestå av sandige materialer med partikkel-størrelser fra silt til grus. Det oppsto umiddelbare stabilitetsproblemer ved at dette materialet raste ut som en slamstrøm Selv ved små vannlekkasjer oppsto bevegelse av de finkornede massene. Etter 3 ras på stuff der industrisement (OPC) ble benyttet, ble det klart at en mer effektiv injeksjon og drenering var en forutsetning for å kunne drive inn i og gjennom sonen.

Norconsult ble kontaktet for å gi injeksjonsteknisk rådgivning ved bruk av norsk injeksjonsteknikk med mikrose-ment og mikrosilika. Det ble etablert en 6 m tykk injisert sone rundt og foran tunnelen med i alt 80 hull. Deretter ble det boret drenasjehull som dekket en 4 m radiell sone inne i denne (figur A7).

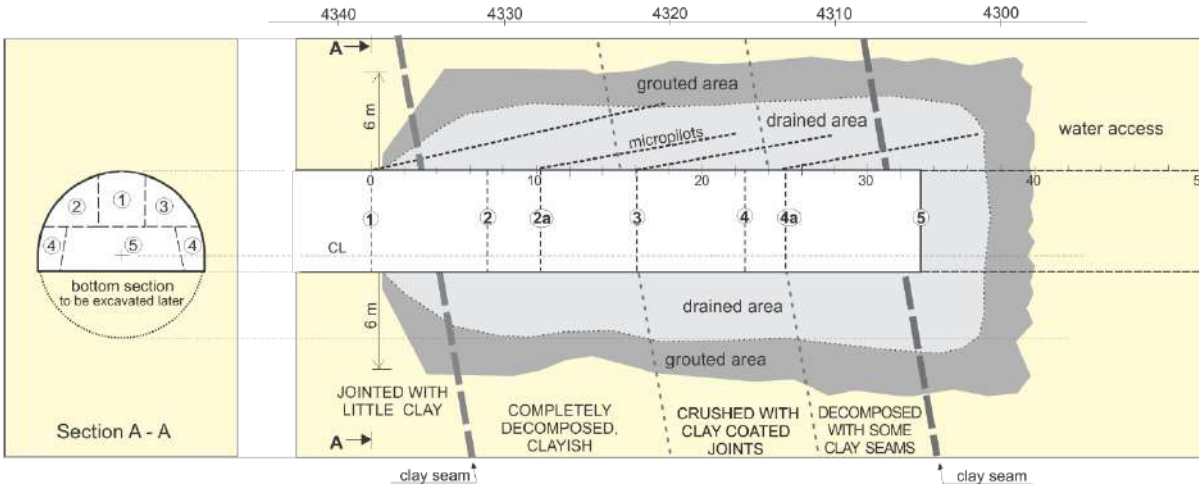
Stabilitetsproblemene ble sterkt redusert når massene kunne dreneres ytterligere.



Figur A8: Forbolting med 15 m lange rør, "micropilots" og seksjonsvis driving og sikring med stålbuer og sprøytebetong. Lengde for hver utgraving 0,6 m (fra Palmstrøm, 2006)

Dette ble mulig da tunnelen var drevet halvveis inn i svakhetssonen. Et 40 m langt grovhull nådde over til den andre siden av svakhetssonen der tilførselen av vannet kom fra (se figur A9). Siste del av drivingen foregikk deretter uten store driveproblemer.

Det tok nesten 1 år å drive gjennom den ca. 40 m tykke sonen etter meget krevende og omfattende injeksjon og sikring, se figur A9.



Figur A9: Skisse som viser forholdene i svakhetssonen (fra Palmstrøm, 2006)

B. Ras under bruk av tunnelen

#7. Oslofjordtunnelen, undersjøisk vegtunnel

I slutten av desember 2003 gikk det ras gjennom hvelvet i tunnelen, noe som førte til at den ble stengt frem til 5. januar 2004. Årsaken var sannsynligvis en langsom svelling over tid av uregelmessig oppsprukne, leirinfiserte bergmasser. Dette forårsaket etter hvert en delvis gjennomlokking av den fiberarmerte sprøytebetongen (for bergsikring).

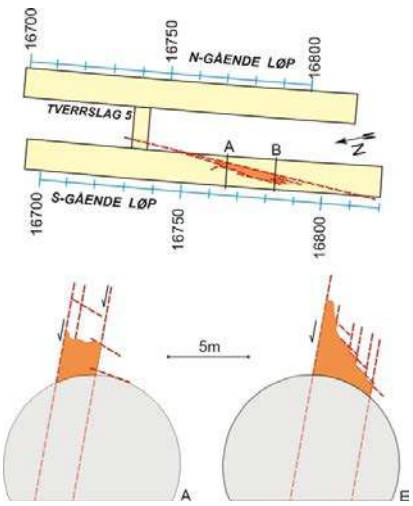
I midten av januar 2004 oppdaget geologene to nye rassteder med behov for øyeblikkelige sikringstiltak. Inspeksjonen etter rasene/nedfallene ga det generelle inntrykket at sikringsomfanget var lavere enn hva som normalt ville vært valgt ved tilsvarende bergkvalitet. Omfanget av bergbolter var undervurdert, særlig i tunnelveggene. Utbedringene tok 2½ måned.

Jeg har ikke klart å finne nærmere beskrivelse av bergforholdene på rasstedene som ligger i grunnfjellet av gneis på østsiden av Oslofjorden, men har forstått det slik at opptreden av svelleleire ikke ble oppdaget eller tatt alvorlig nok.

#8. Hanekleivtunnelen på E18

10 år etter at Hanekleivtunnelen ble tatt i bruk oppsto et ras på 250 kubikkmeter stein og masse fra taket i den sterkt trafikkerte tunnelen på E18 i Vestfold.

Utrasingen skjedde 1 juledag 2006 i sydgående løp. Rasmassene dekket tunnelen opp til en høyde av anslagsvis 2,5 m over kjørebanen langs en strekning på ca. 25 m. Til alt hell ble ingen kjøretøyer truffet av raset.



Figur A10: Tunnelløp ved rasområdet. Sonen med nedfall fra tunneltaket (oransje) er avgrenset av steile forkastninger (rød stiplet linje) (fra Nilsen et al., 2007)

Figur A11: Rasmassene dekket tunnelen opp til en høyde ca. 2,5 m over kjørebanen. Foto: Statens vegvesen/Ivar Jon Tunheim.

Den direkte årsaken til raset var en svakhetssone (forkastning) med delvis omvandlet og forvitret bergart, infisert av svelleleire, som etter hvert påførte så stort trykk mot sikringskonstruksjonen at den brøt sammen (figur A10 og A11). Dette kan ha foregått som en gradvis prosess, men nedfallet av det vesentlige av rasmassen skjedde trolig brått. Bergmassene som raste ut, bestod av en uensartet blanding av frisk syenitt, delvis omvandlet syenitt med hydrotermale årer fylt med flusspat og kalkspat og til dels fullstendig leiromvandlet syenitt.

Rassonen ble registrert under drivingen, og dessuten vurdert på et senere tidspunkt da man oppdaget sprekker i sprøytebetongen. Det ble ved denne anledningen foretatt tilleggssikring. Sonen ble således ikke oversett, men behovet for permanent sikring ble undervurdert.

Det var ikke personell med nødvendig ingeniørgeologisk kompetanse på tunnel-prosjektet. Prosjektet hadde heller ikke tilstrekkelig bemanning for fortløpende registrering av de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen og for kvalifisert vurdering av nødvendig permanent sikring.

9 RAS I VANNFYLTE TUNNELER

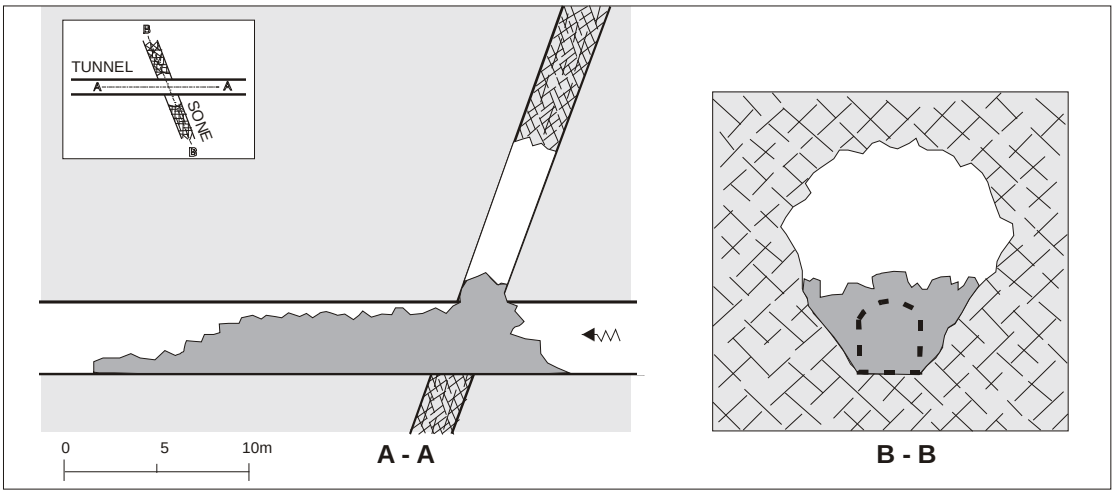
Thidemann og Bruland (1991) inspiserte 250 km vanntunneler. 45 ras[4] og 7 blokkeringsras ble observert i tunnelene som hadde tverrsnitt mellom 6 m² og 70 m² og hadde vært i drift 8 – 70 år. De nevner videre at i de ca. 3300 km norske vanntunneler hadde det vært 6 blokkeringsras

[4] Thidemann og Bruland definerte ras som nedfall av > 5 m^3 masse

pluss 2 ras med mer enn 80% innsnevring som hadde satt tunneler ut av funksjon. Felles er at de ble fleste ble utløst av middels til meget aktiv svelleleire. Rasene kom fra usikrede og sprøytebetongsikrede soner.

#9. Tilløpstunnelen, Hemsil kraftverk

I tilløpstunnelen på kraftverket Hemsil I raste det i 1965 ut ca. 200 m³ etter at driftstunnelen på 12 m² i gneis og granitt var satt i drift 8 år tidligere.

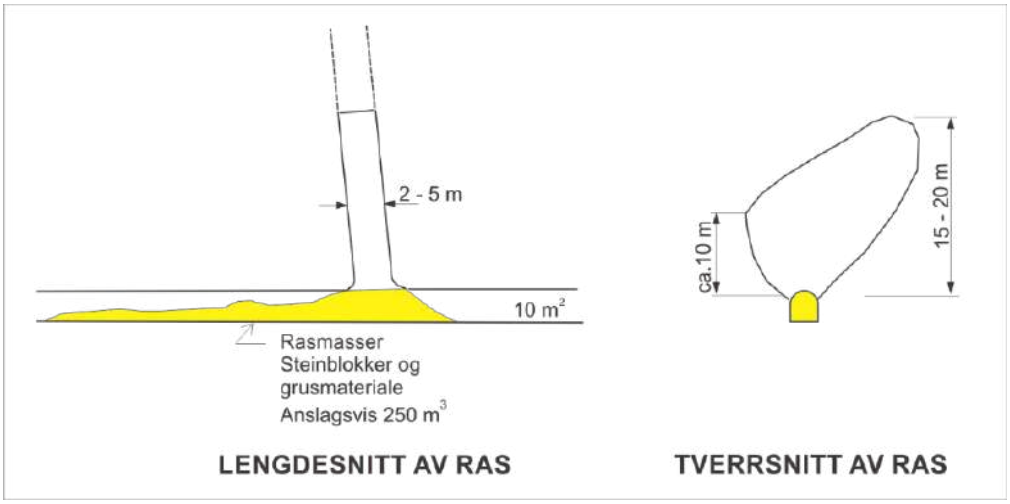


Figur A12: Raset i tilløpstunnelen på Hemsil I etter 8 års drift (Selmer-Olsen, 1964).

Massene fylte opp tunnelen som antydet i Figur A12. Det var to tynne svelleleir-slepper i en avstand av 2,5 m med breksjert, mellom-liggende berg som ga fra seg disse betydelige massene med blokk opptil 2 – 3 m³. Svellingen kom først i gang etter at vannet ble satt på tunnelen. Det raste opp til et nivå tilsvarende vanntrykket i tunnelen. (Selmer Olsen 1964).

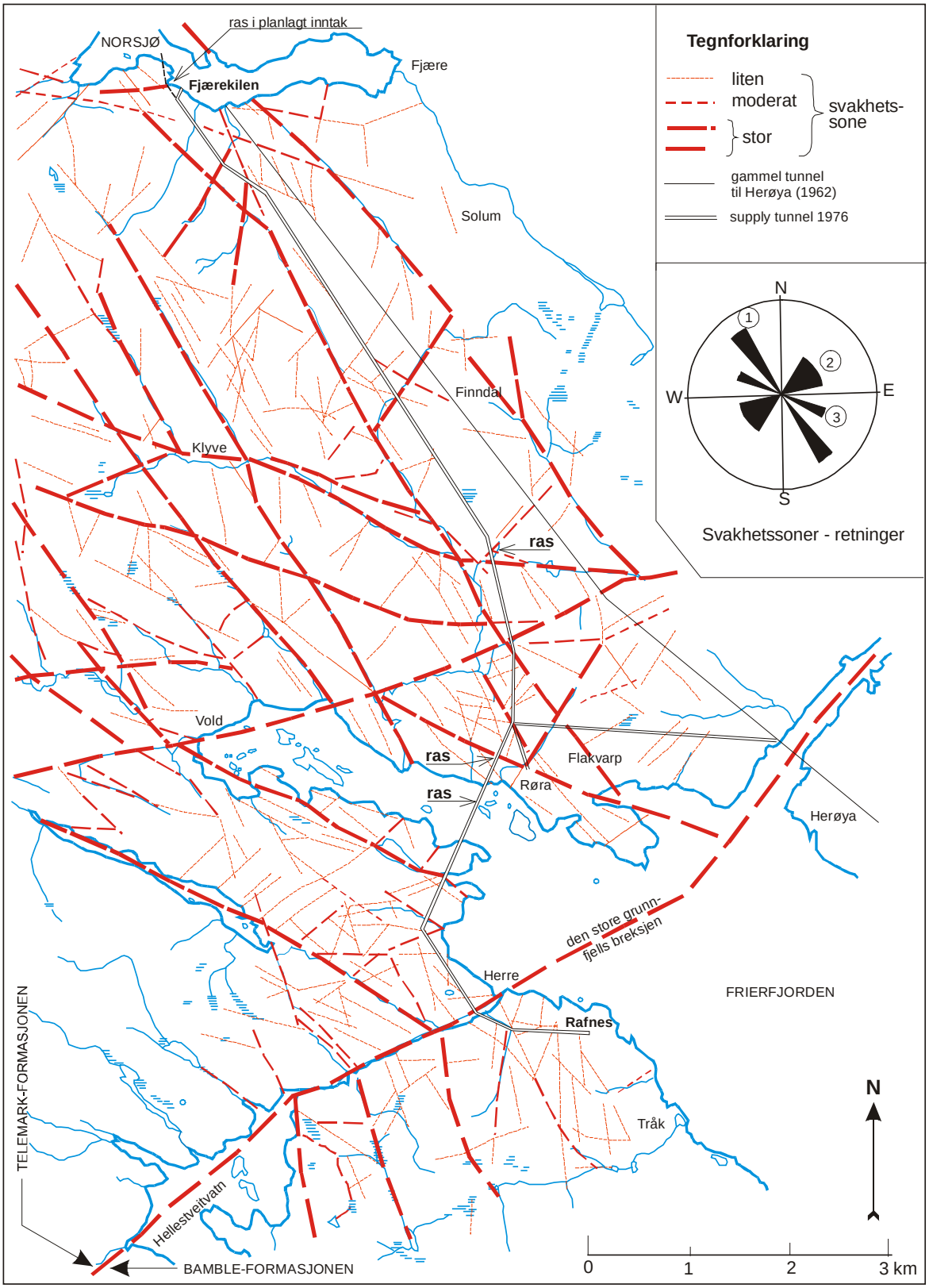
#10. Bitdalstunnelen, Songa kraftverk

9 år etter at kraftverket var ferdig i 1968 ble det oppdaget ras i Bitdalstunnelen (Lien, 1977). Berggrunnen her består av gneisgranitt i det sydnorske grunnfjellsområdet. Studier av flybilder viste ingen svakhetssoner i terrenget over rasstedet. Rassonen av 3 enkeltslepper var lite markert i tunnelen. Ettersom det under drivingen var tørre forhold i tunnelen, var det ikke stabilitetsproblemer her.



Figur A13: Raset i Bitdalstunnelen (fra Lien, 1977)

Laboratorieundersøkelser av rasmassene viste innhold av svelleleire (smektitt). Svelletrykk på 45 t/m^2 ble målt, og svelletrykket ble karakterisert som høyt. Utbedring ble utført ved en omløpstunnel. Her ble sonen sikret med betongutstøpning.



Figur A14: Tunnel Fjærekilen – Rafnes. Oversikt som viser forekomst av svakhetssoner og beliggenhet av det tre blokkeringsrasene. De angitte rasene er blokkeringsras (fra Palmstrøm, 1976)

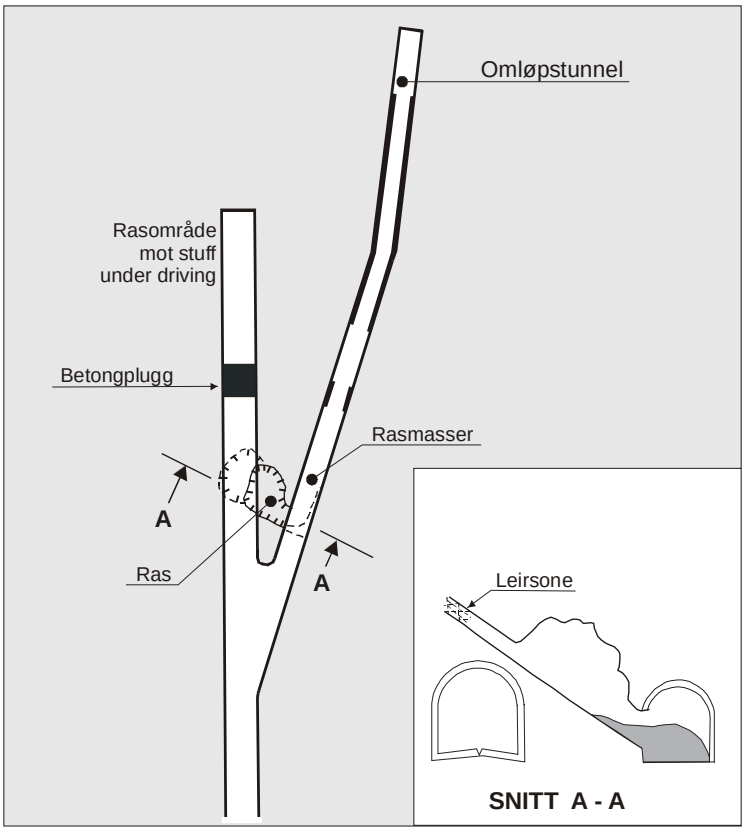
#11. Tunnel for vannforsyning, Rafnes petrokjemianlegg

Mellom Fjærekilen i Norsjø og Rafnes petrokjemianlegg ble det i årene 1974 – 1976 bygget en 12 km lang tunnel på 16 m² for å skaffe prosessvann til anlegget. Det gneisområdet tunnelen ligger i, er generelt gjennomsatt av mange svakhetssoner slik det fremgår av figur A14.
Etter 10 dagers drift av tunnelen stoppet vannet å komme til petrokjemianlegget og tunnelen ble tømt for inspeksjon. Det viste seg at ras og nedfall hadde oppstått mange steder i tunnelen, blant annet som 3 blokkeringsras. Det nordligste raset (figur A14) var i forbindelse med en 10 – 15 m tykk sone med fullstendig omvandlet bergart; det midtre raset var i en tykk sone med svelleleire. På disse stedene var det sikret med sprøytebetong på stuff. som senere var forsterket med nye nettarmerte lag. På to av rasstedene var også sålen utstøpt. Allikevel var den 20 – 30 cm tykke, armerte sprøytebetongen brutt sammen på disse rasstedene. Laboratorietester av sleppeleiren viste meget aktive svelle-egenskaper. Også i sideberget og i blokker i svakhetssonene var bergartene til dels omvandlet til svelleleire.

Utbedring av de største rasene ble gjort med omløpstunneler. På det midtre raset forsøkte man å laste ut rasmassene. Da kom et nytt, ras som forplantet seg opp til dagen ca. 20 m over tunnelen. Ved denne plutselige nedrasingen ble en tunnelarbeider drept.

I tillegg til de tre nevnte rasene var det mindre ras, nedfall og brudd i sprøytebetongen mange steder i tunnelen, alle forårsaket av svelleleire. Som permanent sikring ble betongutstøpning for det meste benyttet. Utbedringsarbeidene tok et år.

#12. Tilløpstunnelen, Savalen kraftverk. Ras under bygging og etter 18 års bruk



Figur A15: Situasjonen i omløpstunnelen (etter Kjølberg, 1993)

Under driving av tilløpstunnelen på Savalen kraftverk i 1971 oppsto store stabilitetsproblemer på stuff forårsaket av en større sone med talkskifer og kloritt (omdannet ultrabasitt). Dette førte til ras helt opp til dagen 60 m over. Det ble i den forbindelse spøkefullt sagt at "*tunnelarbeiderne kunne plukke tyttebær på stuff*".

Tunnelen ble avstengt med en betongpropp og tunneltraséen lagt om (figur A15). Også i denne oppsto det store stabilitetsproblemer i en gren av talksonen.

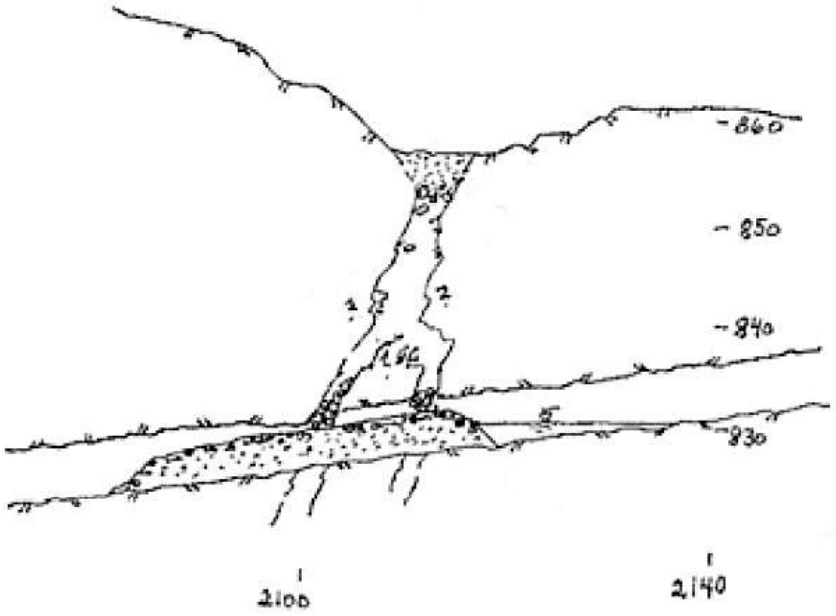
Ved inspeksjon etter 18 års drift fant ble det oppdaget ras i omløpstunnelen. Venstre vegg (snitt A-A i figur A15) var presset inn og store masser med blokk og leire var rast inn i tunnelen. Veggen hadde ikke klart å stå mot jordtrykket fra massene i sonen utenfor.

#13. Overføringstunnel Svelgen, Sunnhordland Kraftlag

Overføringstunnelen på 15 m^2 fra den sydlige delen av Folgefonna til Møsevatn ble ferdig høsten 2003. Bergarten i området er en prekambrisk, middels til grovkornet granitt eller granittisk gneis. Under driving ble det påvist to svakhetssoner i det området der det gikk ras etter mindre enn 1 års drift. Her var det også problemer med stabiliteten under drivingen. Sonene ble sikret med fiberarmert sprøytebetong med min. tykkelse 15 cm, bolting inn i godt berg samt bruk av fjellbånd for etablering av buer (Aagaard, 2005).

Mengden av rasmateriale i tunnelen ble beregnet til ca. 500 m^3. Beregninger viser at kanskje så mye som 40 % av rasmassene var grus eller finere masser. Prøver tatt av sleppematerialet viser stort innhold av smektitt og betydelig svelletrykk, 0,54 MPa, altså "meget aktiv" leire. Ut fra mengden av fint materiale som er spylt inn i tunnelen, viser at så mye som ca.40 % av rasmassene består av materiale i fraksjonen grus og finere.

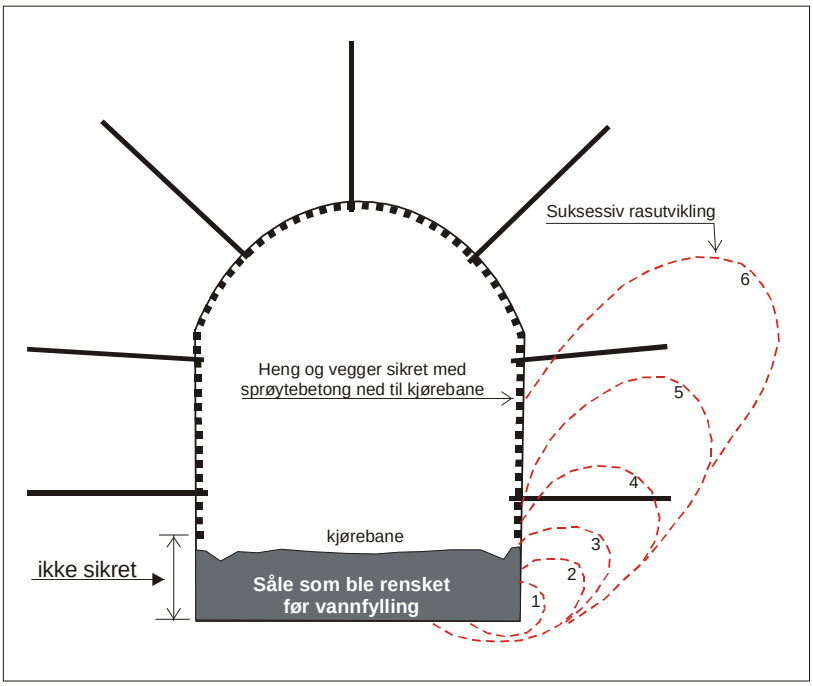
Det må antas at oppbygging av svelletrykk og vekten av det sterkt omvandlede materialet har gitt brudd i sikringskonstruksjonen og blottlegging av sonematerialet. Utvasking av sonemateriale er en svært sannsynlig årsak til at raset har kunnet utvikle seg videre etter at sonematerialet var blitt eksponert. Ifølge sikringsanvisningene, som må antas å ha blitt fulgt, var begge svakhetssonene inklusive sålen dekket med enten fiberarmert sprøytebetong eller armert utstøpning. Sikringen måtte derfor ha vært skadet, se avsnittet over, før en utvasking har funnet sted.



Figur A16: Rasutvikling og rasmasser i tunnelen (fra Aagaard, 2005)

#14. Ras (1) i tilløpstunnelen på Nye Vinstra kraftverk

Trykktunnelen på 35 m² ved Vinstra kraftverk ligger i fyllitt. Den ble tatt i bruk i 1989. Inspeksjon etter 2 års drift viste at det var gått et stort blokkeringsras 2,5 km oppe i tunnelen. De nedraste massene med blokker på 5 – 6 tonn hadde blitt ført opptil 1,7 km nedover i tunnelen av vannstrømmen. Volumet av raset ble anslått til 7.000 – 10.000 m^3.



Figur A17: Mulig utvikling av raset (som kan ha foregått på begge sider av tunnelen)

I rasområdet var tunnelen permanent sikret med sprøytebetong og bolter. Under sprengning av tunnelen ble det til kjørebane benyttet et tykt lag av sprengstein og tilførte masser på sålen (fyllitt er dårlig egnet som materiale i vegbane). Da sikringen ble utført før fjerning av sålen, ble ikke nedre del av veggen sikret. Heller ikke sålen var sikret. Under drift av kraftverket med vannhastighet ca. 5 m/s, kan det ha foregått en gradvis utvasking av materialet i dette usikrede området slik det er skissert i figur A17.

Utbedring av raset ble gjort med en 150 m lang 35 m² omløpstunnel. 40 m til siden for eksisterende tunnel. Sikringen gjennom sonen her ble gjort med sprøytebetong og bolter samt armerte sprøytebetongbuer i avstand 2,5 m og 50 cm sålestøp. Utbedringen av raset tok bare 3½ måned, med arbeid døgnet rundt.

#15. Ras (2) i tilløpstunnelen på Nye Vinstra kraftverk

Figur A18: Nedraste, store blokker. Den opprinnelige sikringen (sprøytebetong, bolter og bånd) kan ses.

Ras (1) på Nye Vinstra i 1991 nevnt over var i tilløpstunnelens nedre del som var drevet med boring og sprengning.

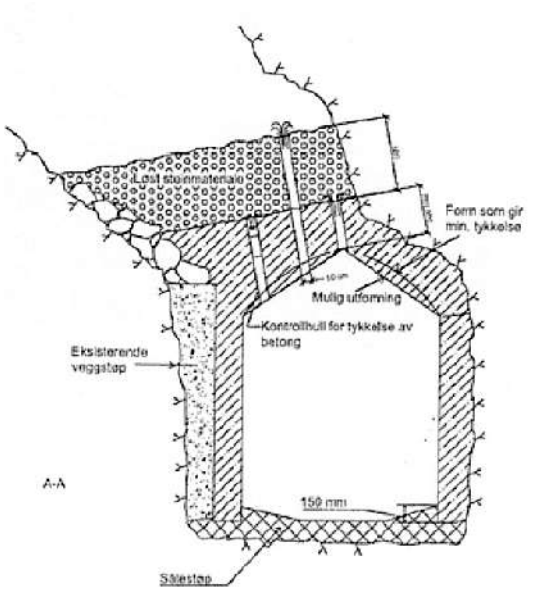
Den øvre delen av tunnelen ble drevet med TBM, også denne i fyllitt. Her ble det i 2016 oppdaget et ras etter 25 års bruk. Raset som var på 1500 – 2000 m^3, var i en svakhetssone. Det har sannsynligvis utviklet seg med utfall fra den oppknuste sentralsonen og etter hvert involvert sideberget. Sonen var permanent sikret med tynn sprøytebetong, bolter og fjellbånd.

Utbedring av raset ble foretatt ved en omløpstunnel. Der sonen skjærer omløpstunnelen, ble arbeidssikringen utført med 12 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og 2 x 2 m bolter på stuff.

Som permanent sikring ble armerte sprøytebetongbuer og ytterlig påføring av fiberarmert sprøytebetong utført.

#16. Overføringstunnel Mysevatn, Mauranger kraftverk

Figur A19: Overføringstunnel til Mysevatn (Aagaard, 2005)



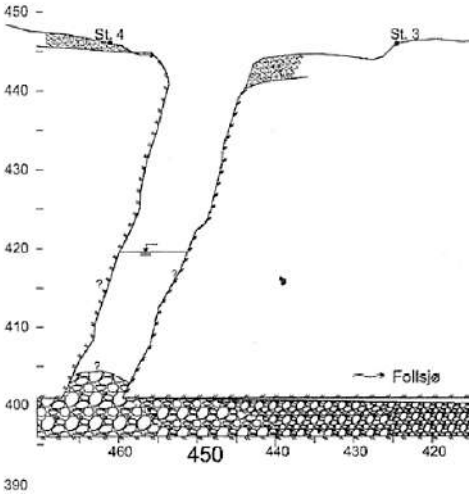
Figur A20: Sikringsstøp med dempningslag over betongutstøpningen (Aagaard, 2005)

Ved overføringstunnel Mysevatn, se figur A19 og A20, var det utført utstøpning av deler av svakhetssonen som raste inn. Den gamle utstøpningen ses på bilde A19 og raset gikk oppstrøms denne. Siden ikke hele sonen var dekket av betongutforing, har raset kunnet utvikle seg helt inntil og delvis over den utførte sikringen (Aagaard, 2005).

For utbedring av raset ble det valgt å benytte eksisterende tunnel. Del ble lagt strenge restriksjoner på ferdsel i nærheten av raset. Fordi ytterligere blokkfall på utstøpningen fra hulrommet over tunnelen må, se figur A20, ble det på toppen av utstøpningen pumpet inn et lag av løs Leca som vil virke dempende ved nye blokkfall.

#17. Overføringstunnel til Follsjø, Trollheim kraftverk

Figur A21: Rashullet i terrengoverflaten (fra Aagaard, 2000)



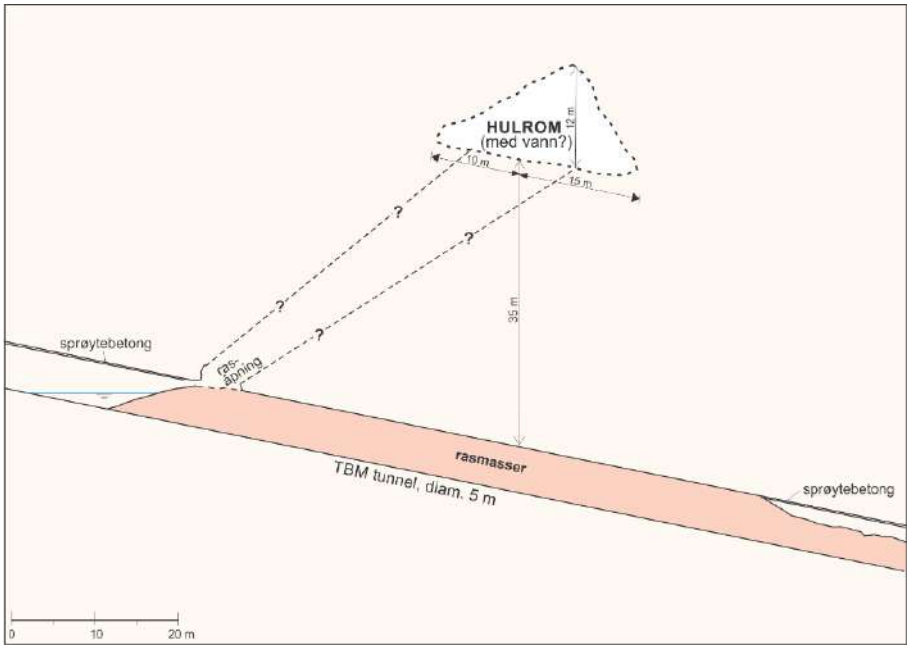
Figur A22: Raset fylte tunnelen i mer enn 300 m lengde

Raset ble ifølge Aagaard (2000) oppdaget ved et stort hull i terrengoverflaten. Dette oppsto etter ca. 35 års bruk av tunnelen. Berggrunnen består av glimmerskifer som enkelte steder har preg av glimmergneis. Den skifrige bergarten er jevnt over gjennomsatt av mange sprekker i flere retninger. Ved selve rasstedet, er det observert en 40 - 50 cm bred leirsleppe på skrå over tunnelen. Det ble ikke foretatt permanent sikring i tunnelen på dette stedet. I tillegg til leirsleppen er sideberget så oppsprukket at dette har rast ned etter hvert.

Meddelelser fra folk som var med under anleggsperioden tyder på at det allerede under tunneldriften raste ut i sleppa til langt over hengen. Siden det ikke ble foretatt utstøpning, er det mye som tyder på at rasutviklingen har pågått med jevnlige ras siden tunnelen ble tatt i bruk.

#18. Tilløpstunnel, Glendoe kraftverk, Skottland

Tilløpstunnelen ved Glendoe kraftverk ble drevet i fyllitt med en 5 m diam. TBM i årene 2007 – 2008. Det var generelt tørre forhold i tunnelen med få stabilitetsproblemer under boringen. Tunnelen krysser imidlertid en stor, regional forkastning. Denne var knapt synlig i TBM tunnelen under drivingen. Både byggherrens og entreprenørens geologer klassifiserte forholdene i forkastningen som stabile og den derfor bare sikret med uarmert sprøytebetong og noen bolter.



Figur A23: Skisse av raset i tilløpstunnelen ved Glendoe kraftverk

Etter knapt 1 års drift ved kraftverket ble det oppdaget redusert vannføring i tilløpstunnelen. Denne ble derfor tømt for inspeksjon. Et stort blokkeringsras på ca. 10.000 m^3 ble oppdaget.

Ved undersøkelsene av rasårsaker med borhull over tunnelen ble et stort hulrom påvist ca. 35 m over tunnelen. Hulrommet hadde utviklet seg langs forkastningen fra nedraste masser, se figur A23.

Ettersom hulrommet sannsynligvis var vannfylt, representerte det mulighet for ras ved eventuell driving gjennom raset. Det var derfor stor diskusjon om raset skulle utbedres ved driving gjennom raset eller ved en omløpstunnel. Det siste ble valgt.

#19. Tilløpstunnelen, La Higuera vannkraftverk, Chile

Geologien i området utgjøres av to hovedformasjoner: vulkanske-sedimentære bergarter (lavastrømmer og pyroklastiske bergarter som andesitter, tuffer og agglomerater) og unge intrusive bergarter (granodioritt /monzonitt).

Tilløpstunnelen ble bygget ved sprengning i årene 2007 – 2009 og sikret med bolter, sprøytebetong og stedvise gitterbuer. Det var stort sett tørre forhold under drivingen. To lag av

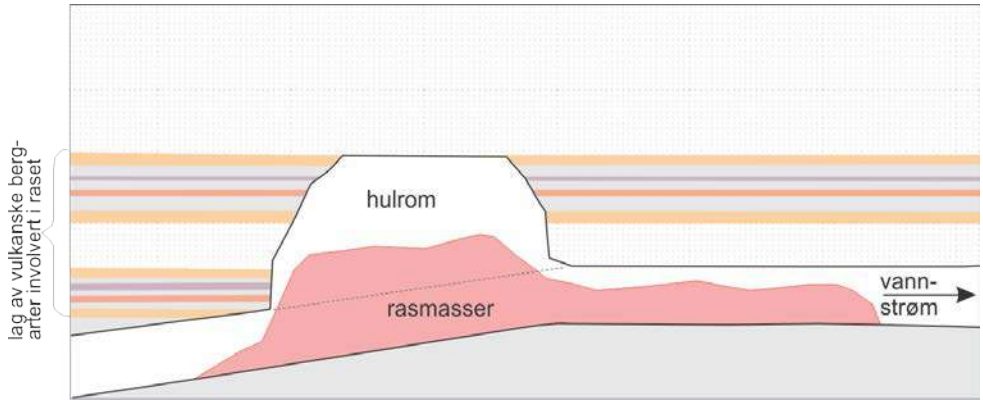
ingeniørgeologer foretok kontinuerlig kartlegging av tunnelen under drivingen. Det ble ikke observert noe tegn til rasfare under driving eller i det året som gikk etter sprengning før vannfylling.

Et ekspertpanel som fulgte opp byggingen, oppdaget imidlertid på tippen at enkelte blokker fra tunnelen var forvitret/desintegrert. Ny, detaljert geologisk kartlegging i tunnelen påviste svellende materialer i nedstrøms del av tunnelen: Her ble tidligere sikring forsterket med en kombinasjon av betongstøp og sprøytebetong.

Etter omtrent 1 års kraftproduksjon oppsto et blokkeringsras på 12 000 m^3 i tilløpstunnelen. Rasmassene fylte mesteparten av tunneltverrsnittet over en strekning på vel 500 m. Opprinnelig sikring på rasstedet besto av 10 – 12 cm sprøytebetong og noe bolting. Det viste seg at det her var tuff med en blanding av zeolitter og svellende mineraler som ikke viste svellende egenskaper under vanlige svelletester. Rasfaren ble derfor oversett av begge kartleggende lag av geologer. Raset ble utbedret ved en omløpstunnel.

#20. Tilløpstunnelen, Rio Esti vannkraftverk, Panama

Geologien langs tilløpstunnelen består av en serie med sedimentære og vulkanske-klastiske bergarter og andesittiske/basaltiske bergarter. Tunnelen på 72 m^2 ble drevet ved sprengning i årene 2001 – 2003. Driveforholdene ble karakterisert som gode i bergarter med moderat styrke og moderat oppsprekning. Drivingen ble fulgt opp med ingeniørgeologisk kartlegging der det for hver salve ble tatt prøver som ble lagt i vann for å sjekke mulig svelling. Prøvetakingen og testingen viste ingen tegn på svelling. Permanent sikring ble stort sett utført med sprøytebetong og bolter.



Figur A24: Skisse av raset i tilløps-tunnelen på Rio Esti.

Etter 7 års drift av kraftverket oppsto ett stort ras og flere mindre ras i tilløpstunnelen. På rasstedet opptrer en forholdsvis flattliggende, lagdelt sekvens av vekslende rød og brun tuff, fin og grovkornet sandstein og agglomerat (figur A24) som ved prøvetakingen ikke viste svellende egenskaper. Årsaken til raset ble forklart som en kombinasjon av "slaking[5]"/svelling (pluss utilstrekkelig sikring). Raset ble utbedret ved driving gjennom rasmassene.

[5] Slaking = Oppsmuldring eller nedbryting av berg/bergart eller jord utsatt for tørr, fuktig eller mettet luft, eller etter nedsenking i vann. Slaking er ofte en del av svelleprosessen, men i motsetning til svelling, involverer ikke slaking volum-utvidelse.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

GLASSFIBERBOLT (GFRP) SOM PERMANENT SIKRINGSBOLT

Glass fibre reinforced plastic (GFRP) permanent rockbolts

AlunThomas, Tunnel Director, Minova

SAMMENDRAG

Glass Fiber Reinforced Plastic (GFRP) har blitt brukt i en årrekke i forskjellige elementer av tunneler, blant annet som sikringsbolt. Primært som midlertidig bolt, da den er gunstig når det skal bores videre på et sikret område, samt ikke like skadelig hvis massene skal til knusing.
Glassfiber har flere andre fortrinn, som lav vekt, dette reduserer belastningen ved manuell håndtering. Den er også gunstig miljømessig.
GFRP har også en god varighet/levetid, og har blitt brukt som permanent sikring under krevende forhold, som undersjøiske fjellhaller for oljelagring.

Ett hinder for en mer utstrakt bruk av GFRP som permanent sikringsbolt, har vært en bekymring med tanke på skjær.
Dette innlegger vil presentere data fra en fullskala skjærtest av sikringsbolter, og legge frem en ny design metode som vil redgjøre for fordelene ved at boltene motstår skjærkreftene i ustabile bergmasser.

Det er anerkjent at under skjærkreftenes påvirkning, så deformes boltene ved bøying, og boltenes strekkfasthet styrer denne oppførselen.
Denne nye metoden er for anvendelig for både stål og GFRP bolter.
Et beregningseksempel med en numerisk modell vil presenteres, dette for å vise hvordan GFRP bolter kan erstatte stålbolter, dette i et klassisk nordisk tunneldesign, hvor boltene må motstå både strekk og skjærbelastning fra bergmassene.
Dette vil muliggjøre en mer utstrakt bruk av GFRP bolter, en bolt som er overlegen med tanke på levetid, samt har en mindre miljøbelastning.

SUMMARY

Glass Fibre Reinforced Plastic (GFRP) has been used for many years in tunnelling applications, including rockbolting. This has been primarily for temporary applications due to the ease of cutting GFRP. GFRP has many other advantages such as its light weight which reduces manual handling impacts on workers in the tunnel and its lower environmental impact. GFRP also has excellent durability characteristics and permanent GFRP rock bolts have been used successfully in demanding situations such as subsea oil storage caverns.

One obstacle to the more widespread adoption of GFRP for permanent applications has been a concern over its performance in shear. The paper will present data from full scale shear tests on rockbolts and describe a new design method to account for the benefit of the bolts in resisting shearing on discontinuity planes. It is well understood that during shearing the rockbolts actually deform under bending and the tensile strength of the bolt governs the behaviour. This new method is valid for both steel and GFRP bolts. An example calculation with a numerical model is presented to illustrate how this design method can be used to demonstrate that GFRP bolts function as well as steel bolts in a typical Nordic tunnel design situation in terms of resisting both tensile and shear loading from the rock mass. This opens the path for the wider use of GFRP rockbolts which offer superior durability and a lower environmental impact.

INTRODUCTION

GFRP has been used in many applications in civil engineering and other fields for decades. However, it is used less often in tunnelling. At the same time this material offers many advantages. In terms of its structural performance, it is particularly suitable for linear reinforcing elements such as bars in concrete or rock bolts. In the following sections, this paper will elaborate on the properties of the material as well as its advantages. Design issues, notably shear, are discussed. The performance of GFRP rockbolts has been demonstrated on projects worldwide.

GFRP – sometimes known as fibreglass – consists of glass fibres, either as long strands, mats or chopped fibres, encased in a resin. It was first developed in 1936 in USA and the first known structural use was the hull of a boat in 1937. Having gained popularity in the 1950s, GFRP is often see in applications which draw on its high strength, light weight and flexibility. Common examples include storage tanks, boats, building cladding panels and pipes but it is also used in high performance applications such as wind turbine blades, aircraft fuselages and pole-vaulting poles. Many different forms of GFRP exist and, depending on its components and manufacture, GFRP can be considerably stronger than steel and cheaper and more flexible than carbon fibre.

As one might expect with a composite material, there can also be a considerable variation in quality, depending on the supplier. For the best quality, GFRP should be produced in a pultrusion process in a temperature controlled environment, using high quality glass fibres, having a high fibre content of about 75%. Hence the product is of high quality. The glass fibres are embedded in either Polyester- or Vinylester- or Epoxy resin matrix. This gives the rod a high tensile strength, especially in the longitudinal direction. The resin matrix fixes and protects the glass fibres. The most durable GFRP uses a Vinylester resin matrix. The fib report (fib 2005) provides an excellent overview of GFRP in general.

MECHANICAL BEHAVIOUR

Table 1 outlines the main properties of a GFRP rockbolt, alongside those of a standard 20 mm diameter steel bolt. The latter is a bolt size commonly used in tunnelling and it is the basis for rock support in the Q-system chart. As noted above, by the nature of the manufacturing process

GFRP bolts or reinforcing bars are orthotropic and they have a higher strength in the longitudinal direction than in the transverse direction. In contrast steel is isotropic. This becomes relevant when the angle of loading is relevant – for example, in shear. In shear tests at 90°, GFRP typically has a strength which is 10% lower than steel. However, in rock applications, shearing occurs at lower angles where GFRP is stronger. Hence, the average values from tests at 50° have been stated in the table below – see also section 0.

Table 1: Key mechanical properties of GFRP (FIREP K60-25) and steel bolts

Parameter	GFRP K60-25	Steel M20	Notes
Internal diameter of solid bar / mm	21	20	
External diameter / mm	24		Including the thread
Cross sectional area of core / mm^2	350	299	For structural purposes
Tensile strength / MN/m^2	1000	600	Characteristic value
Material partial factor of safety, □m	1.9*	1.15	* GFRP as per fib (2005) section 3.5 for wet conditions & 100 year service life
Design tensile strength / MN/m^2	525	522	GFRP as per fib (200)
Elastic modulus / MN/m^2	50,000	200,000	Steel modulus assumed
Working load (Yield strength) / kN	183	137	Safe working load
Elongation / %	2	8	In a tensile test
Shear strength at 50° Maximum load / kN	347**	204	** Average value. The winding of glass fibres to form a thread on FIREP's K60-25 bolt enhances greatly its shear capacity
Density / kg/m3	2200	7800	

Other advantages of GFRP include:

- Very durable (see section 0)
- Non-magnetic (no stray current corrosion)
- Easy to cut
- No electrical conductivity
- High thermal insulation
- Flexible (the elastic modulus is a quarter of steel)

Various coatings can be added to GFRP such as an anti-static coating or UV protection (for outdoor applications to protect the components from the harmful effects of ultraviolet radiation).

DESIGN

Several organizations and countries have published design standards for the use of GFRP, generally in the context of reinforcement for concrete – fib (2005), CNR (2006) and ACI 440.1R-

03 (2003). In Table 1, the partial factor of safety for the material has been derived according to the fib code (fib 2005), based on Minova FIREP bolts and a 120 year design life.

Tensile behaviour

While GFRP is almost twice as strong as steel in the longitudinal direction, which is the primary load bearing direction for bolts and bars, when the relevant safety factors are applied, the capacity as a working load for the bolts is basically the same for a GFRP and steel bolt of the same diameter. In other words, GFRP can replace steel in a rock support design without any significant changes to the design or construction.

In some locations, GFRP bolts are already being used as permanent rock support, e.g. Sydney, Australia. Salcher & Bertuzzi (2018) summarized the results of pull-out tests for permanent rockbolts on the Metro North West project in Sydney, concluding that GFRP bolts performed just as well as steel bolts in terms of pull-out stiffness and grout-bar bond strength.

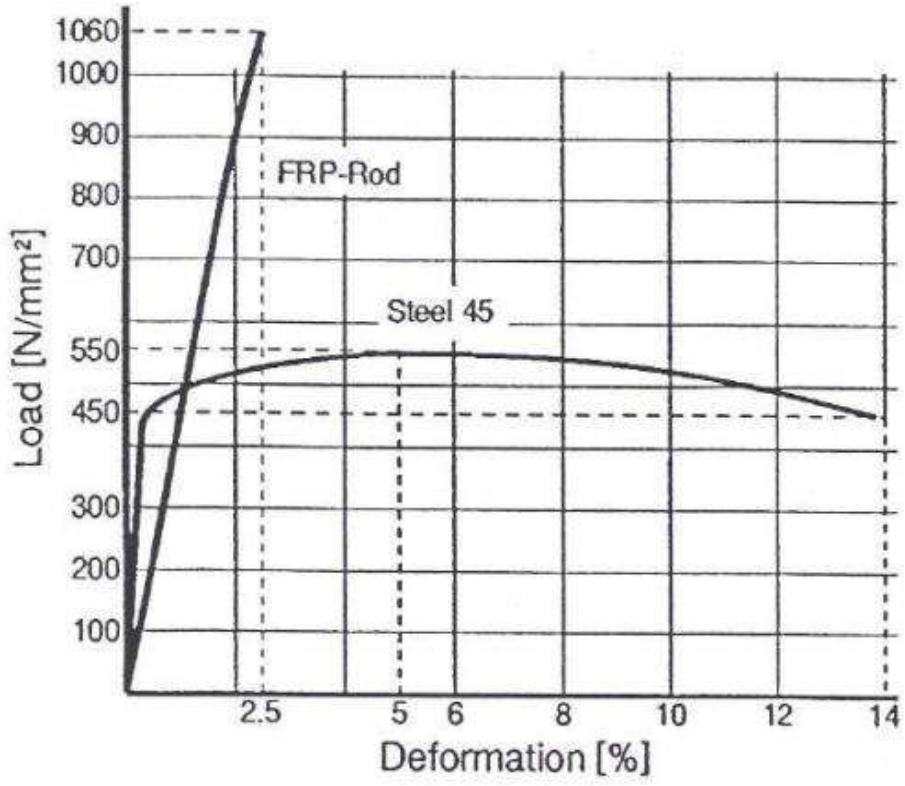


Figure 1: Typical pull-out test results for GFRP and steel bolts

Shear behaviour

While rock bolts are designed to act primarily in tension, they can be loaded in shear too. This design case is rarely checked in typical rock tunnel design and in fact most numerical modelling software simulates rock bolts as tensile 1D elements – i.e. they cannot carry any shear load. Due to the high horizontal insitu stresses in the Hawkesbury sandstone, Sydney, Australia, is one of the very few places in the world where rockbolts are designed to carry shear. Consequently a number of authors have proposed design methods for this case. There is a consensus, supported by experimental evidence, that the mode of failure in this shear case is in fact local

bending of the bolt, causing crushing of the grout and rock adjacent to the shearing plane and an extension of the bolt until it fails in tension – as shown in Figure 1.

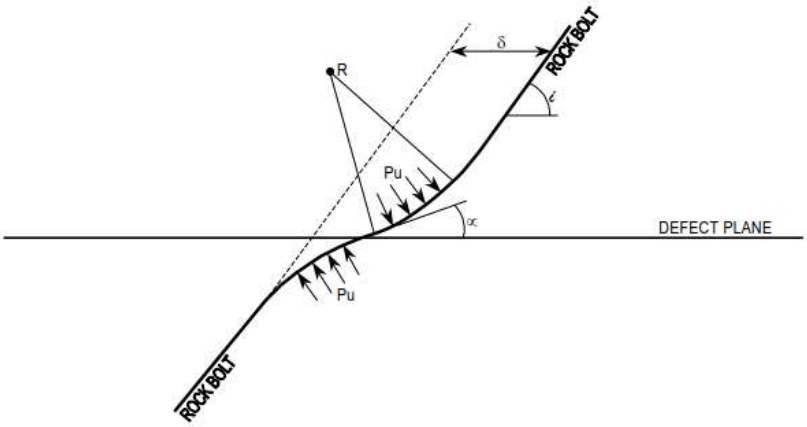


Figure 2: Conceptual model of bolt bending during shearing (Badelow et al. 2005)

Pells proposed a comprehensive analytical solution for this mode of failure in 2002. However, the original article is believed to have numerous typographical errors in the equations and Pells himself has questioned the theory's ability to match test results (Pells et al 2018). Furthermore, in the author's experience, the solution does not match the real test data well. The conceptual model above comprises a frictional enhancement and a resistance provided by the bolt in tension. The relative contributions vary with shear displacement and the angle of incidence.

Badelow et al (2005) set out a design method for determining the contribution of bolts to shear strength at joints, accounting for the bending and extension of the bolts. In the original paper, the radius of curvature of the bolt, R, is assumed to be constant. One might expect that in fact R is initially very large and then reduces as there is displacement along the joint and yielding of the grout permits more localized bending. There is also an assumption – which is largely valid for steel – that the bolts have yielded, unless the deflections are very small. Hence the enhancement of shear force on the joint is expressed as a multiple of the yield force in the bolt. This is not necessarily true for GFRP. The enhancement can be expressed more generally as:

$$SF = (F+Fp).(\sin \alpha.\tan \phi j + \cos \alpha) \quad (1)$$

where SF = total shear resistance, F = the force in the bolt due to extension, Fp = the pretension force in the bolt, α = angle of the bolt to the plane of shearing and ϕj = joint friction angle

In an improvement to the method by Badelow et al. (2005), a new expression is proposed to determine the slope of the bolt, based on the theory of bending of piles under horizontal loads. This have been calibrated against full-scale shear tests on both steel and GFRP bolts at different angles to the plane of shearing. Considering one half of the bolt (i.e. P/2) – see Figure 3, the slope at the joint provides the angle, α, a key input for the estimation of the shear enhancement, can be found from:

$$\tan(i-\alpha) = \frac{\left(\frac{P}{2}\right)}{2\,EI\,\beta^2} \quad (2)$$

where P is the total shearing force acting on the block, E is the stiffness of the bolt, I is the second moment of inertia of the bolt and β defined by

$$\beta = \sqrt[4]{4EIk} \tag{3}$$

where k is the lateral coefficient of reaction, which can be obtained from back-analyzing full scale shear tests on bolts.

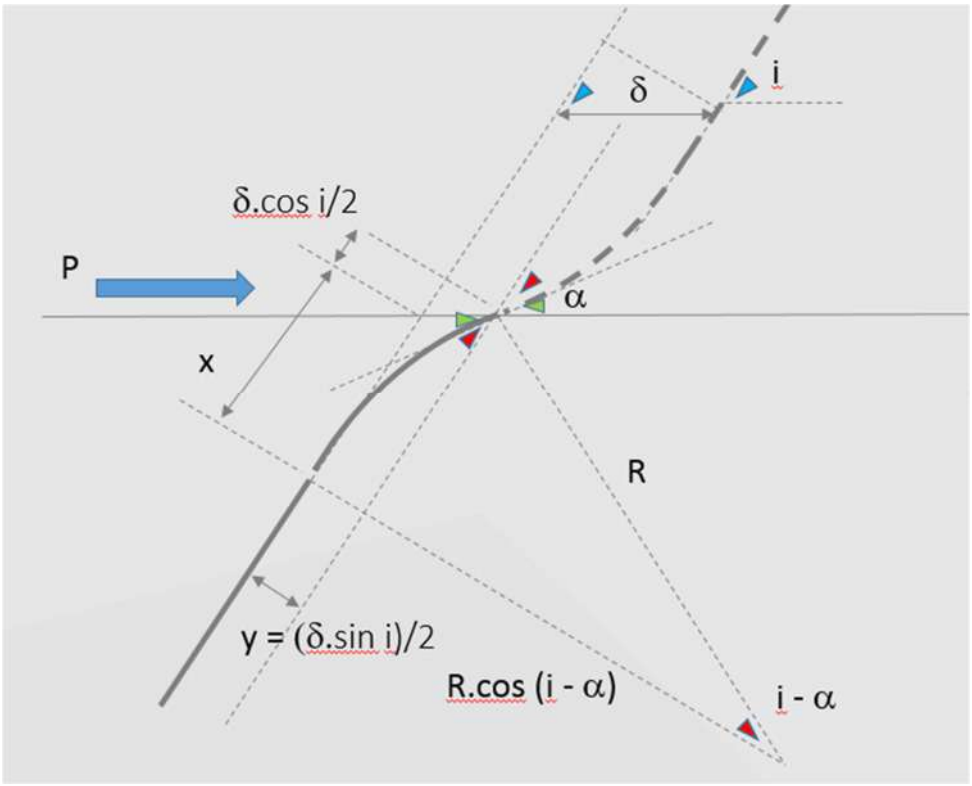


Figure 3: Conceptual model of a bolt in rock under shearing

Having determined the shear force that the bolt is capable to resisting, SF, this can be added as an increased joint cohesion in the analytical or numerical model of a tunnel, thereby enabling the shear case to be checked. So long as the model shows that the joint does not yield and the joint displacement is less than the value corresponding to the assumed shear capacity, it can be concluded that the bolts will carry the shear loads from the rock.

Figure 4 shows the predicted values of the normalized shear force which can be carried by a fully grouted Minova Firep K60-25 bolt with a joint friction angle of 20° and zero pretension. The bolt ultimate tensile capacity, FY, is 350 kN. These predictions from this new method agree well with data from 25 full scale shear tests for GFRP and steel.

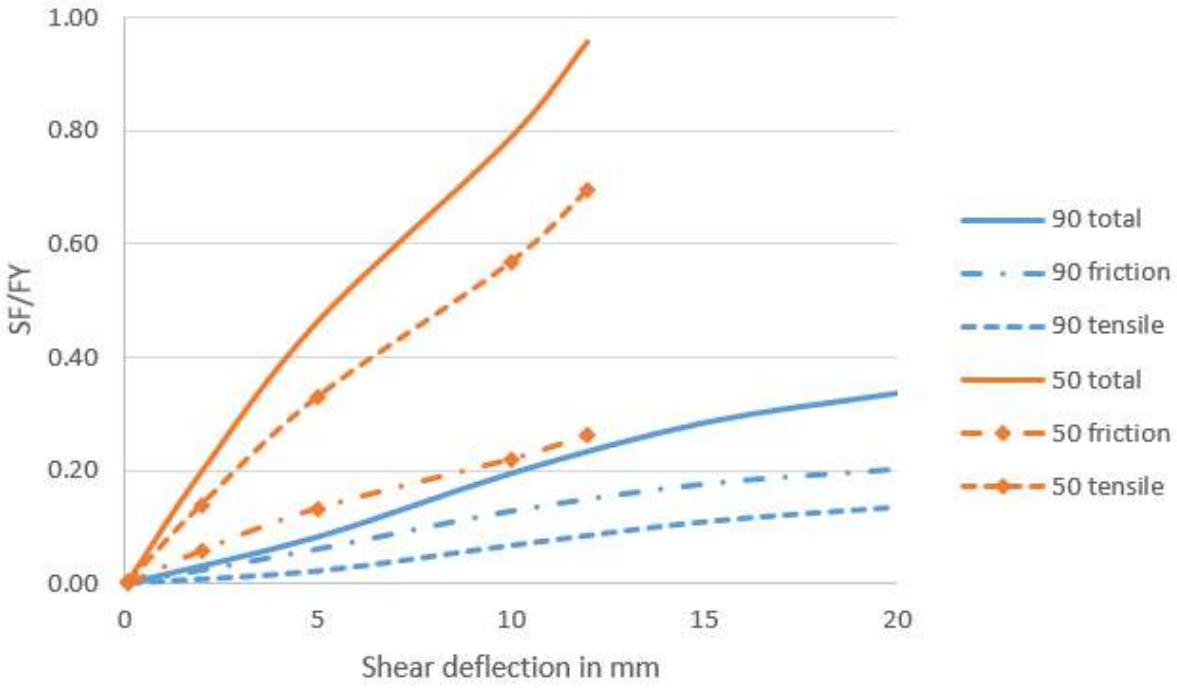


Figure 4: Normalized shear force enhancement vs displacement curves for various angles of incidence, i = 50° & 90° (FY =350 kN).

Figure 5 shows the results from some full scale shear tests and the prediction using this method.

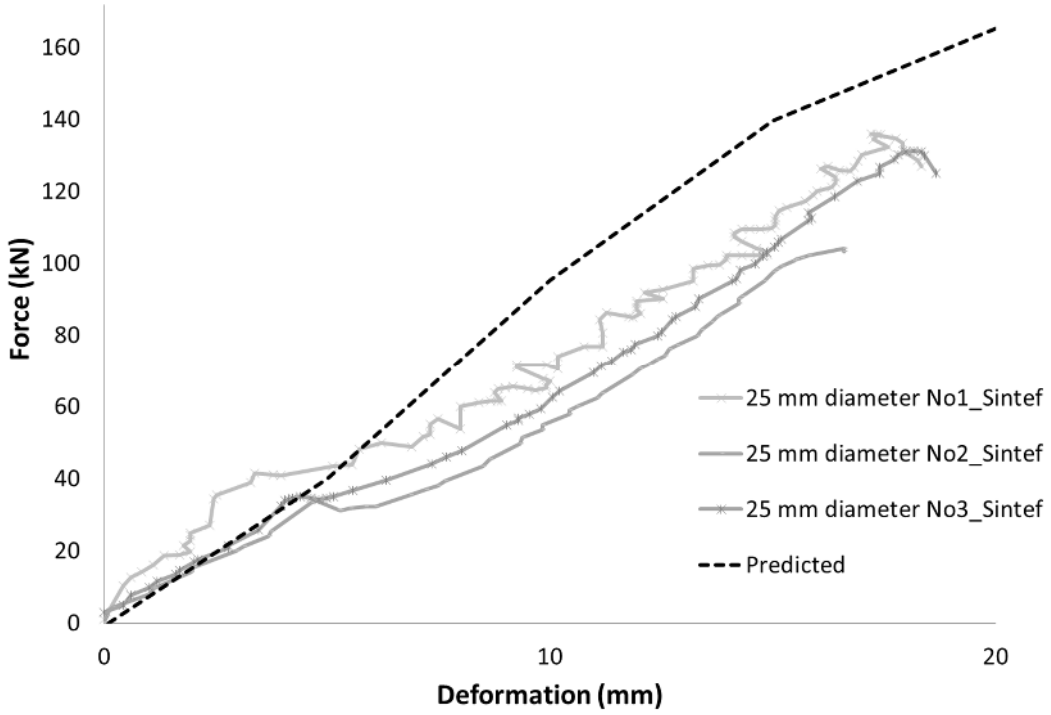


Figure 5: Full scale shear test data (at 90°) & prediction

This method offers a simple way to demonstrate that the GFRP bolts can carry the expected shear loads. A more thorough description of this new design method is planned in a forthcoming paper.

Considering the context of hard rock tunnelling in Scandinavia, it is rare to encounter conditions where high shear stresses would be expected. In general the insitu stress state is quite stable with block movements dominating. Considering the sliding of a block, one could imagine that a single rock bolt might have to resist a shear load of about 30 to 50 kN, if one ignores the shear resistance on the joints. Figure 5 shows that, even in this extreme case, a GFRP bolt has a shear capacity that is 2.5 to 4 times higher than the load.

DURABILITY

GFRP is ideal for aggressive environments as it is very resistant to corrosion. The fib report gives an excellent overview of GFRP durability in general (fib 2005). Figure 6 shows that high quality, vinylester GFRP bolts can maintain their properties well over the lifetime of tunnels, which is typically 50 to 120 years. The best results are obtained by fully grouting the GFRP bolts with resin rather than cement as the alkali in cement grout can reduce the GFRP capacity over time (fib 2005). In contrast, steel bolts are vulnerable to a variety of corrosion processes, even when coated. This suggests that GFRP is a better option than traditional galvanized steel in high risk environments such as subsea tunnels or where groundwater has a high chloride content. In one recent study, corrosion has been observed in galvanized rock bolts after only 2 years, despite being installed in ideal conditions (Sederholm & Reutersward 2013).

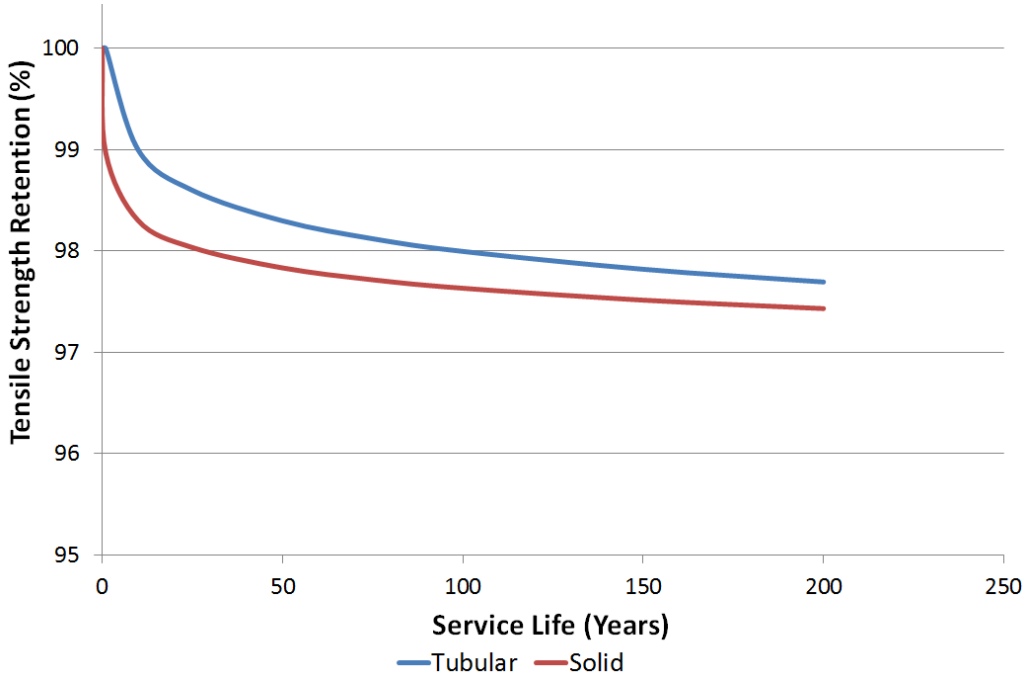


Figure 6: The reduction in tensile strength vs age

HEALTH & SAFETY

Safety and occupational health are rightly at the forefront of our work. Anyone who has lifted a steel rockbolt knows how heavy they are. There is still a lot of manual handling in bolting operations. GFRP has a much lower density (25% of steel) so using GFRP bolts reduces the potential harm from prolonged manual handling of rock bolts.

ENVIRONMENTAL IMPACT

As we become more aware of our negative impact on the environment, there is a growing need to reduce this impact. One of the ways to do this is to use products which have inherently less impact on the environment, such as GFRP. Kodymova et al. (2017) described a Life Cycle Assessment of GFRP and steel permanent rockbolts and concluded that GFRP bolts could have up to 40% less environmental impact than an equivalent twin coated steel bolt. These are the 2 main options for permanent rock bolts. In part this benefit arises from the lower weight of the GFRP bolts which weigh a quarter of the equivalent steel bolts. However, GFRP was better in all ten categories examined (see Figure 7) and not just in terms of embodied carbon (see Global Warming Potential category in the original paper).

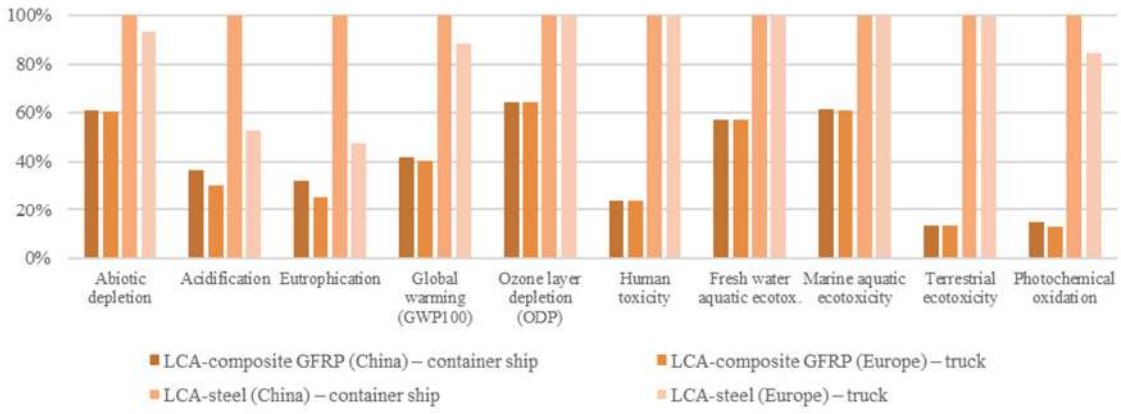


Figure 7: The characterization of a rock bolt - shipped from China and Europe (midpoint category, CML method) – Kodymova et al 2017

As an aside, another good way to reduce the impact of construction is to source materials locally. The concept of "food miles" was first coined by Prof Tim Lang in the 1990s and it is now well-established in the public consciousness in terms of food shopping and our environmental impact. Of course, this only one element of the overall environmental impact but the attention on it as a major influence has helped to push positive trends towards more sustainable food production. Similarly, in the construction industry, we may need to start thinking about "materials miles" as an important aspect in enhancing the sustainability of our projects. The study above considered the use of the permanent bolts in a tunnel in Scandinavia with bolts sourced in Europe or from China. The negative impact of transporting products halfway around the world is clearly visible – see ratings for Global Warming Potential in Figure 7.

CASE STUDY – THE VEREINA TUNNEL

An excellent example of the use of permanent GFRP rockbolts in a demanding environment is the Vereina tunnel. Vereina is a narrow-gauge railway tunnel in eastern Switzerland. For the most part, it has a single track, while there are three double track areas where trains can pass. Vereina is an essential part of the railway network in the Canton of Graubünden and, at 19.1 km long, it is the longest narrow gauge railway tunnel in Switzerland. With an overburden ranging up to 1500 m and a highly heterogeneous geology, many challenges for the tunnel excavation had to be overcome. Dramatic rock burst as well as extensive water inflow and squeezing were encountered – see Figure 8. The construction began in 1991 and tunnel was opened in November 1999.

The Vereina tunnel is well-known within the tunnelling fraternity as one of the largest uses of permanent sprayed concrete as a single shell tunnel lining in Switzerland. What is less well known is that it also featured GFRP bolts as the permanent rock support. The vinylester GFRP rock bolts from Minova via FIREP were chosen because of their excellent resistance to corrosion and high durability. The bolts were anchored using Minova's Lokset, fast-acting resin cartridges. In the very end of the bore hole, fast reactive resin cartridges were used, while further back a slower reactive resin was applied. After 10 minutes, the fast reacting resin had hardened and the bolt was manually prestressed to increase the effectiveness of the rock bolts at the face. Additional sprayed concrete and hollow GFRP rock bolts were added later to be able to cope with the requirements for the permanent support and guarantee long term stability. Altogether almost 100,000 GFRP rock bolts were installed. Over the course of the last 20 years, the rock support has been inspected regularly and the GFRP bolts are performing very well – see

Figure *9*.

Figure 8: Squeezing ground supported by GFRP bolts and sprayed concrete

Figure 9: The Vereina tunnel in operation

CONCLUSIONS

GFRP rockbolts are a proven technology for permanent rock support, with excellent durability over a design life of more than 100 years. GFRP has also a significantly lower environmental impact than the normal steel options. A new analytical method has been developed to describe the behaviour rock bolts in shear, based on the concept by Badelow et al. (2005). This matches experimental data well. This method permits the shear enhancement provided by either steel or GFRP bolts to be incorporated in the joint properties of a standard numerical model for the design of a tunnel so that the capacity of the bolts in shear can be checked. As discussed, broadly speaking, steel bolts can be exchanged for GFRP bolts of the same diameter in rock support design. With the trend to use permanent rockbolts and an increasing emphasis on reducing our environmental impact, GFRP rock bolts offer an excellent solution.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to acknowledge his colleagues in Minova, in particular Terje Seterdal, and FIREP for their support in the background studies for this paper.

REFERENCES

ACI 440.1R-03 (2003) "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.

Badelow, F., Best, R., Bertuzzi, R. & Maconochie, D. (2005). Modelling of defect and rock bolt behaviour in geotechnical numerical analysis for Lane Cove Tunnel", AGS AUCTA Mini-Symposium: Geotechnical Aspects of Tunnelling for Infrastructure Projects – October 2005

CNR (2006) Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bar", CNR-DT 203/2006, Italian National Research Council, Rome, Italy.

fib (2005), FRP Reinforcement for reinforced concrete Structures", Task Group 9.3 (Fiber Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Lausanne, Switzerland.

Kodymova, J., Thomas A.H. & Will, M. (2017). Life-cycle assessments of rock bolts", TUNNELLING JOURNAL, June/July, p 47-49.

Pells, P.J., Pells, S.E. & Pan, L. (2018). On the resistance provided by grouted rock reinforcement to shear along bedding planes and joints", AUSTRALIAN GEOMECHANICS Vol 53 No. 2 June 2018

Salcher, M. & Bertuzzi, R. (2018). Results of pull tests of rock bolts and cable bolts in Sydney sandstone and shale", TUST - Tunnelling and Underground Space Technology 74 (2018): 60–70.

Sederholm, B. & Reutersward, P. (2013) Corrosion testing of different types of rock bolt", BEFO Report 127, Rock Engineering Research Foundation, Stockholm.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

Magnus Rømoen, NGI
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

BRUK AV JET-PELER FOR FORDYPNING AV KJELLERE OG SIKRING AV NY BYGGEGROP PÅ VALKYRIEN I OSLO

Use of jet-grouted piles for deepening of basements and support of new excavation pit at Valkyrien in Oslo

Kjell Karlsrud, Thomas Sandene og Aleksander Worren
Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver prosjektering og erfaringer fra etablering av en ca. 6 m dyp byggegrop for nybygg inne i en trang bakgård mellom Valkyriegaten og Ole Vigs gate i Oslo, samt fordypning av kjellere under fire tilgrensende eksiterende bygg med 2,5 til 3,0 m. Grunnen består av normalkonsolidert leire, som er kvikk under ca. 9 m dybde. Mot nabobygg som ikke skulle ha fordypet kjeller ble det brukt spuntvegg avstivet innvendig. Kalk-sement stabilisering ble anvendt både for å ivareta stabilitet og begrense setninger på nabobygg. For å fordype kjellere under de eksisterende byggene ble det laget vegger av overlappende jet-peler med diameter 1,8 m. Jetpelene ble avsluttet i 4-6 m dybde under nytt kjellergulv, og fungerer også som nye fundamenter for byggene. Jet-pelene ble satt fra utsiden av veggene der dette var mulig, ellers fra 1etg. De valgte løsninger har i all hovedsak fungert etter hensikten, men det har lokalt blitt noe større setninger på nabobygg enn forventet, som delvis tilskrives at disse hadde fått store skjevsetninger tidligere.

SUMMARY

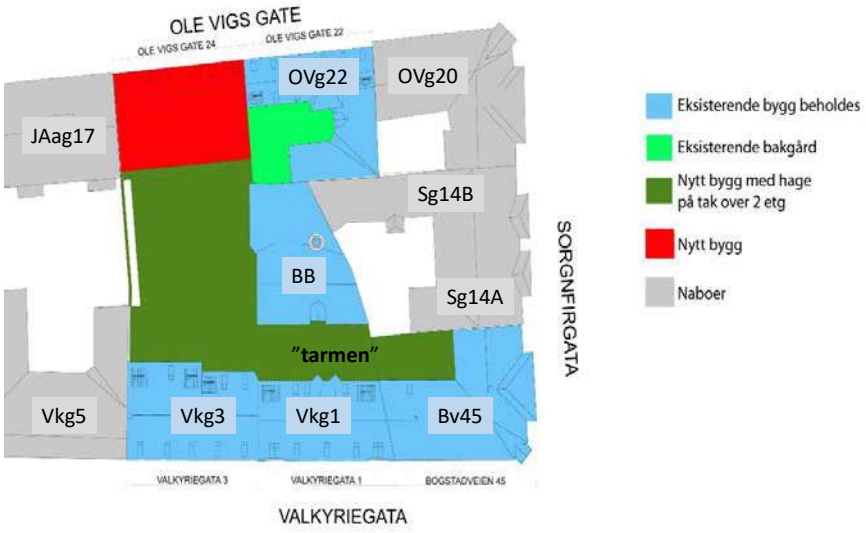
The paper describes design and experiences from establishing a 6 m deep supported excavation for new buildings within narrow backyards between Valkyriegaten and Ole Vigs gate in Oslo, and deepening of basements under four surrounding existing buildings by 2,5 to 3,0 m. The ground conditions are normally consolidated clays, which are highly sensitive below a depth of about 9 m. The new excavation pit is supported using sheetpile walls and internal bracing, and use of Dry Deep Mixed (DDM) lime/cement columns both to satisfy sufficient stability of the excavation and limit displacement of neighbouring buildings. Rows of overlapping jet-grouted piles with a diameter of 1.8 m were set under the existing basement walls to allow deepening of the basements. The jet-grouted piles extends 4 to 6 m below the new basement levels, and also serves as new foundations for the existing buildings. Where access was possible, the jet-grouted piles were set from the outside of the existing buildings, if not, from the first floor inside the buildings. The adopted solutions have largely performed as expected, but some neighbouring buildings right next to the excavations have settled somewhat more than expected, partly because they previously had experienced very large differential settlements.

INNLEDNING

Artikkelen behandler geoteknisk prosjektering, og erfaringer som er gjort, knyttet til oppførelse av nybygg i bakgården i Valkyriegaten 1-3 (grønne og røde arealer i Figur 1), og renovering med fordypning av kjellere av eksisterende bebyggelse rundt den nye bebyggelsen

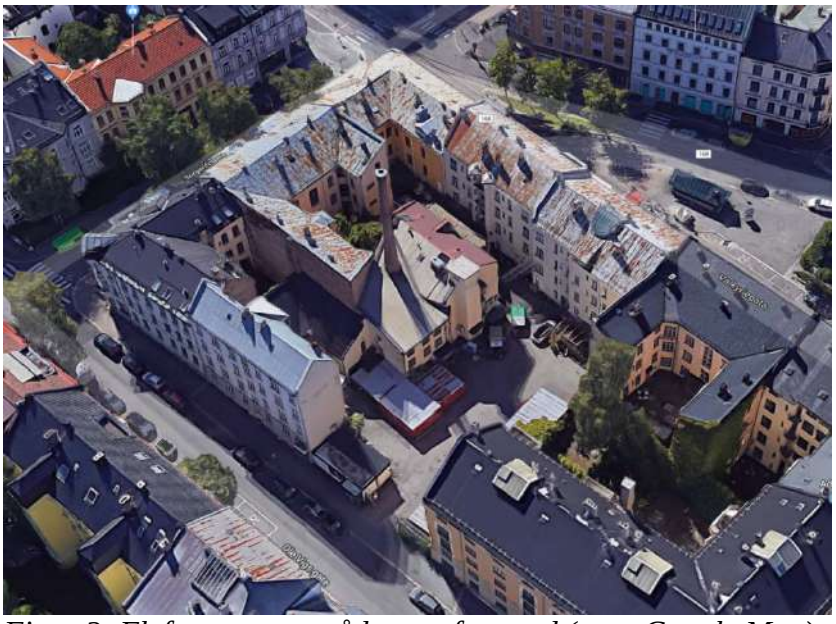
(vist med blått i Figur 1). Fordypning av kjellere gjelder for Valkyriegaten 1 og 3 (Vkg1-3), hjørnebygget Bogstadveien 45 (Bv45), og Bakeribygget (BB) i bakgården, men ikke for Ole Vigs gt. (OVg) 22 i nord.

Byggherre for prosjektet er Valkyrien Utvikling AS (VU). NCC utfører arbeidene i en totalentreprise for VU. NGI har vært RIG både i forprosjektfasen for byggherren og deretter for NCC for detaljprosjektering. Oppdraget omfatter detaljprosjektering av nødvendige geotekniske tiltak knyttet til byggegrop for nybygg, fordypning av eksisterende kjellere, og valg av fundamenteringsløsninger for nye og eksisterende bygg berørt av arbeidene. Multiconsult er RIB og Melbye Arkitekter er ansvarlig arkitekt. Prosjekterte løsninger inkluderer omfattende bruk av jet-injiserte peler. Jetgrunn AS har stått for disse arbeidene, Herkules Fundamentering AS har utført spuntarbeider, SMG kalk/sement stabilisering.



Figur 1: Oversiktskart renovering og nybygg

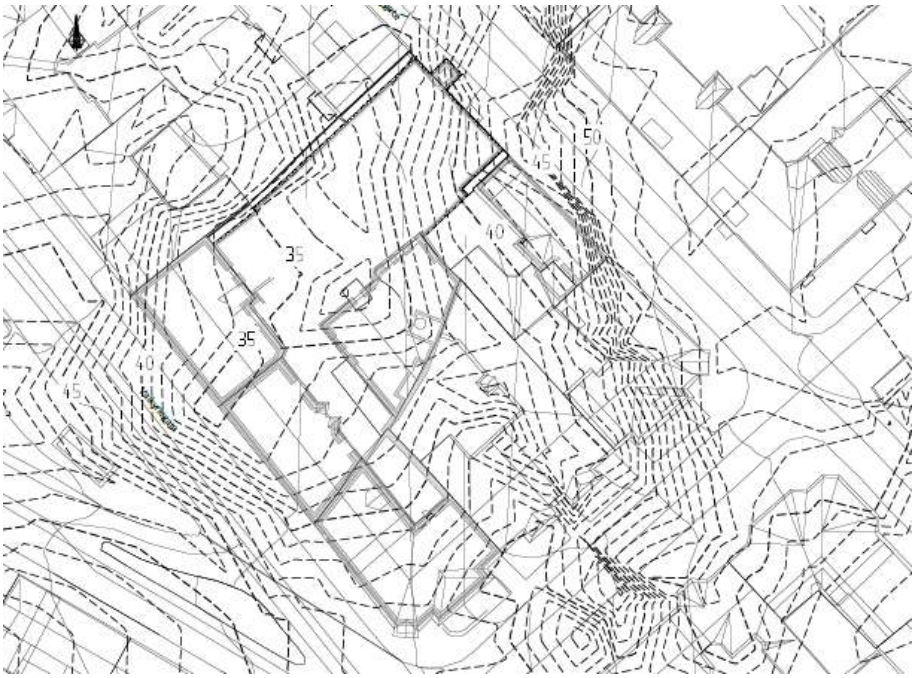
Figur 2 viser et flyfoto over området sett fra nordlig retning og inn i bakgården. Noen skur og lave bygg som stod i "nybygg"-området og innerst i "tarmen" i Figur 1, ble revet. Ellers skulle alle fasader bevares som de var.



Figur 2: Flyfoto over området sett fra nord (etter Google Map)

GRUNNFORHOLD

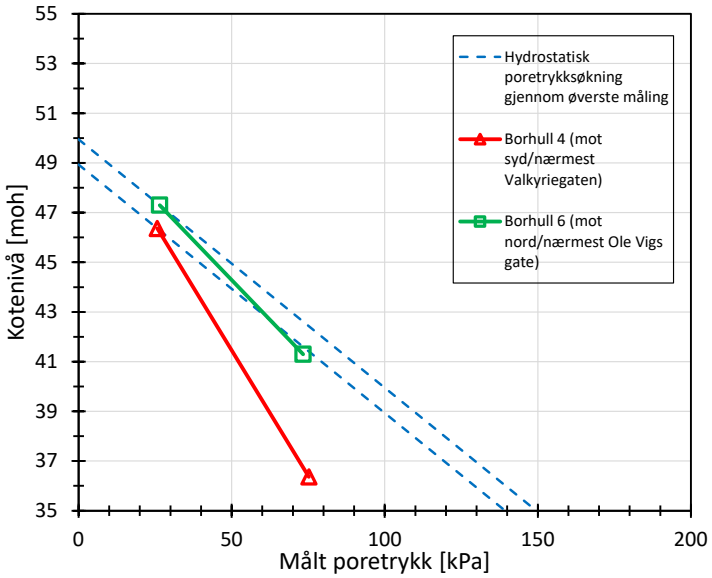
Terrenget i området faller svakt fra kote +51,5 til +52,5 langs OVg i nord ned mot +50,5 til+51,5 mot aktuell del av Vkg. Figur 3 viser at nivå på berget er nesten i dagen i NØ, og dypest, ned mot kote +33 (dvs. snaut 20 m dybde) inne i bakgården til Vkg 1-3.



Figur 3: Nivå på bergoverflaten basert på tidligere undersøkelser fra Undergrunnskartverket og undersøkelser utført av NGI i 2015

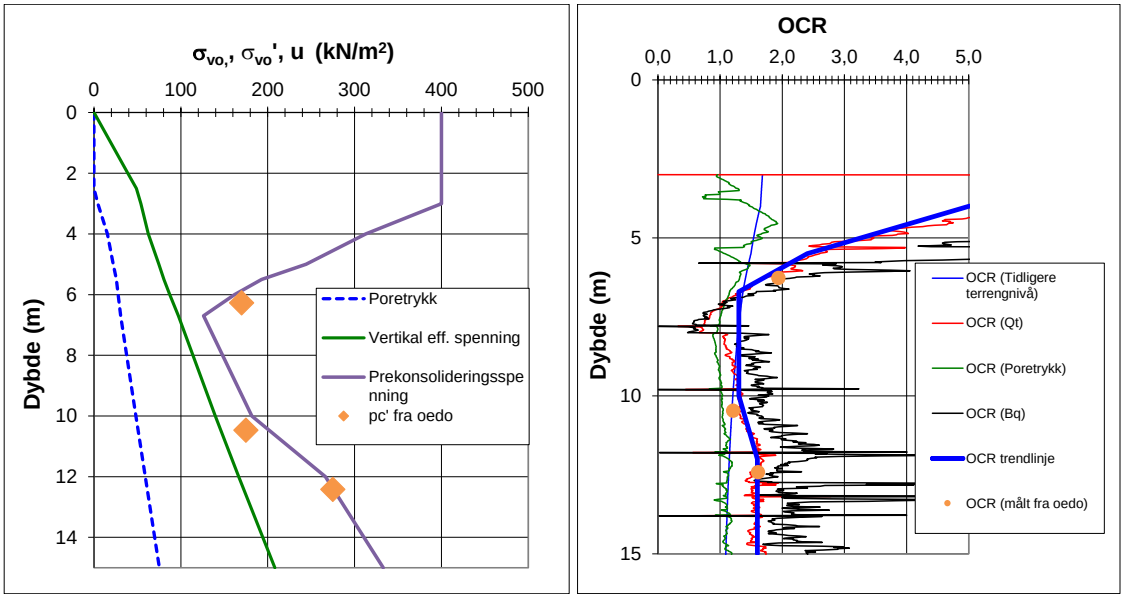
Det er målt poretrykk i to nivåer på to steder. Målingene i Figur 4 viser at øvre grunnvannsspeil faller fra kote +50 nær OVg (borehull 6 i Fig 3), til +49 i syd rett på innsiden av Vg1- (borehull 4). Ned mot berg er poretrykket hele 6,5 m lavere enn hydrostatisk trykk (stigehøyde + 42,5) ved hull 4, og ca 2 m lavere enn hydrostatisk ved borehull 4. Årsaken til

disse lave trykkene ved berg er drenerende effekt av Holmenkollbanetunnelen (T-banen), som ligger ca. 25 m syd for fasadene mot Vg. Følges trenden i verdiene ved berg er det anslått at langs Vkg tilsvarer poretrykket ved berg en stigehøyde ca 10 m under hydrostatisk.



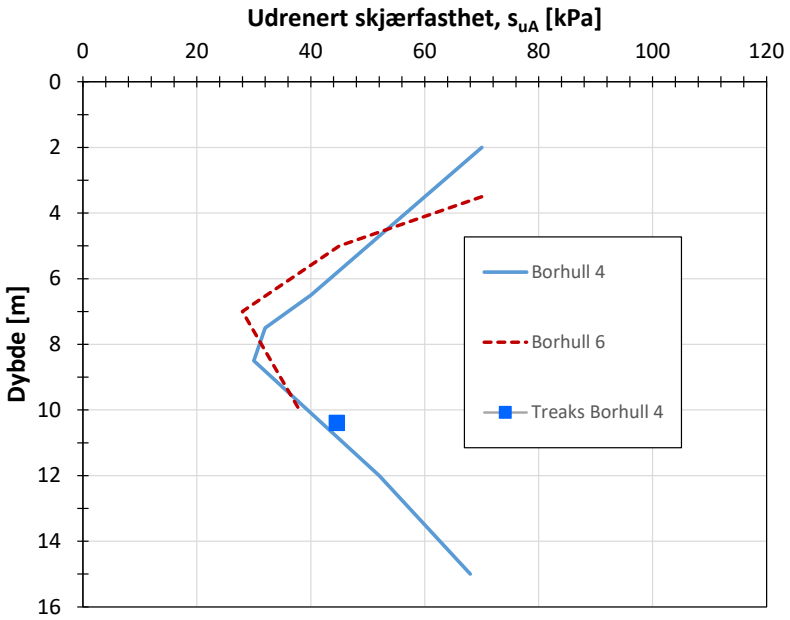
Figur 4: Målte poretrykk ved. De dypeste målene står nær bergoverfalten.

Leiras forkonsolideringstrykk er tolket både ut fra CPTU sonderinger basert Karlsrud et al (2005) og ødometerforsøk. De viste meget godt samsvar. Figur 5 viser eksempel på in-situ spenning , forkonsolideringstrykk og overkonsolideringsgrad som tolket for borehull 4.



Figur 5: In-situ spenninger, forkonsolideringstrykk og overkonsolideringsgrad (OCR) tolket for borehull 4

Figur 6 viser udrenert skjærstyrke tolket fra de to CPTU-sonderingene. Her er også vist resultat av et treaksialforsøk på en 75 mm prøve tatt i borehull 4, som viser godt samsvar med CPTU verdien i samme dybde.



Figur 6: Sammenstilling av tolkede verdier for aktiv udrenert skjærstyrke basert CPTU sonderinger og ett treaksialforsøk

FUNDAMENTERING OG TILSTAND EKSISTERENDE BEBYGGELSE

Alle aktuelle bygg i hele området er oppført omkring perioden 1910-1930 og er i 5 etasjer. Alle bygg er direkte fundamentert. Det har imidlertid vært gjort betydelig ombygging opp gjennom årene.

JAag17 er fundamentert på en 60 cm tykk armert betongplate som er nesten sammenhengende under hele bygget. De øvrige byggene er dårligere fundamentert, generelt med fundamenter av steinheller, og nedre del av kjellervegger i tørrmur, derover vegger av murstein.

Bergforløpet innebærer at NØ hjørnet av OVg22 står rett på berg, mens det under gavlveggen i vest er 10-15 m til berg. Dette bygget viste store eksiterende skjevsetninger. Gavlveggen i vest tiltet ca. 1:60 mot syd-vest, og på langs av bygget fra øst mot vest var helningen omtrent den samme. Anslagsvis har største setning ved SV hjørne vært drøye 30 cm. Dette skyldes antagelig en kombinasjon av setning pga av byggets egenlast, men kanskje i enda større grad reduksjon av poretrykk utløst av bygging av Holmenkollbanens tunnelen i perioden 1922-28.

Deler av nabobyggene Sorgenfrigaten (Sfg) 14A og 14B og Ovg 20 viste også klare tegn på tidligere store skjevsetninger, spesielt der dybden til berg varierte mest (Figur 3). Et spesielt forhold med hensyn til Sfg14 A er at et lite parti av fløyen i sydvest ble re-fundamentert på peler til berg i 1954. Denne fløyen hadde spesielt store sprekker og skjevheter før de nye arbeidene tok til. Den øvrige bebyggelsen i området var ellers generelt i rimelig god forfatning, men alle med noe skjevheter på grunn av tidligere setninger, igjen antagelig mest på grunn av Holmenkollbanen og ujevn bergtopografi.

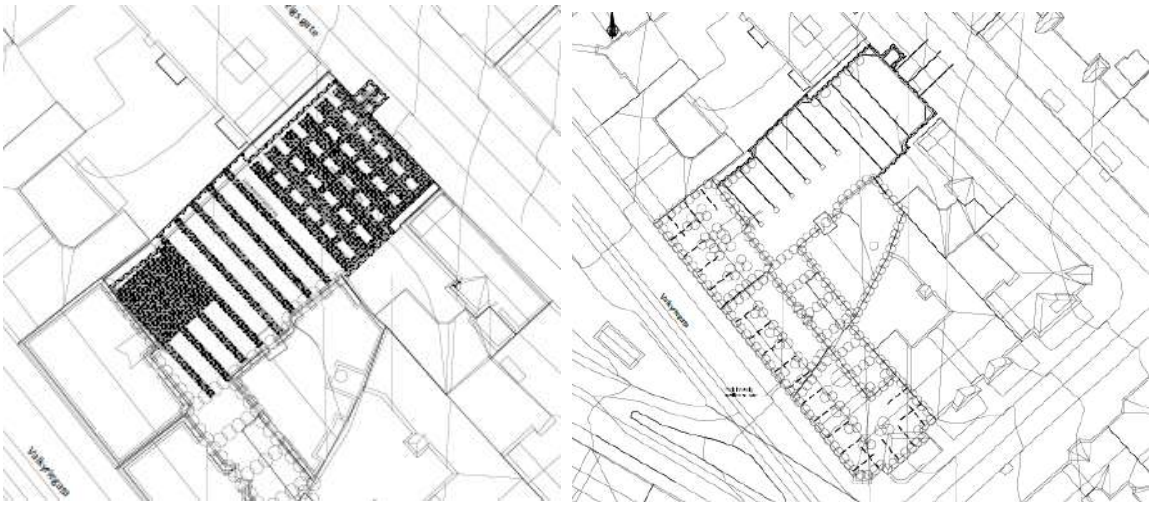
BYGGEGROP OG FUNDAMENTERING AV NYBYGG I BAKGÅRDEN

Nybygde arealer (Fig.1) har ett kjellernivå med ok kjellergulv generelt på kote +46,9, men er løftet en halv meter for den høye delen av nybygget (merket rødt i Fig. 1). Med rom for 15

cm underbetong gav det generell traubunn på kote +46,2, typisk omkring 5,0 m under dagen terreng.

Som vist i Figur 7 ble det prosjektert med spunt (AZ13) langs hele vestre side av byggegropen, langs OVg og mot OVg22. Spunten ble avsluttet i nivå +38,5, men ikke nærmere berg enn 0,5 m for å unngå at byggene fikk direkte kontakt med berg via spunten. Langs BB, og inn langs begge sider av ”tarmen”, ble det laget en vegg av ø180 cm jet-peler satt med c/c 1,4 m. Inne i ”tarmen" ble det også satt jet-peler som ribber på tvers til 2 m under traubunn. Dette både som avstivning og for å ivareta sikkerhet mot grunnbrudd, se senere detaljer.

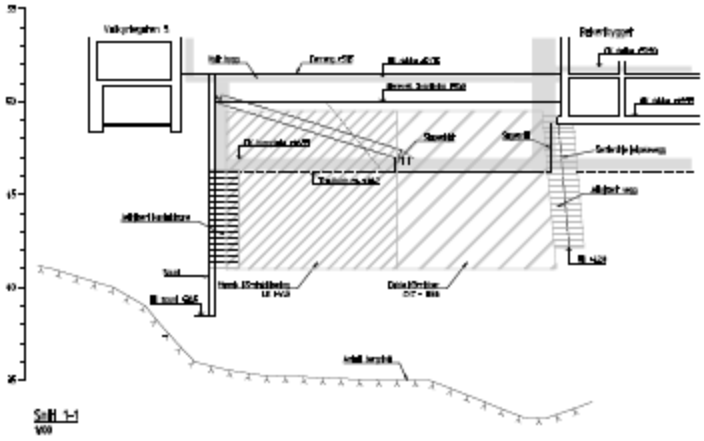
All prosjektering baserte seg på bruk av PLAXIS og NGI-ADP jordmodellen basert udrenert oppførsel i leire. Minste krav til sikkerhet mot grunnbrudd var satt til 1,4, men ved prosjekteringen ble det lagt vesentlig vekt på å søke å begrense deformasjoner og skader på nabobygg. I søndre del, mot fløyen i Vkg5, ble det derfor utført massiv blokkstabilisering med KS-peler. Det ble også ganske massivt stabilisert med KS-ribber i nord mot JAag17 og OVg22, også her for å begrense deformasjoner. Av samme årsak ble det satt jet-peler i overgangen mellom KS stabilisering og spuntvegg på disse partier. På grunn av lav mobilisering av stabilisert leire ble modulen for KS valg relativt høy, E= 70 MPa.



Figur 7: Plan for avstivning (høyre)og KS-stabilisering (venstre) av byggegrop for nybygg

Figur 8 viser et typisk snitt 1-1 mellom Vkg5 og BB. Rekkefølgen var her først å grave ut for østre halvdel mot BB, og støpe 15 cm underbetong. Dette ble gjort seksjonsvis. Deretter ble bunnplaten støpt på denne halvdelen. Det ble så grøftet ut for pute og skråstivere. Når skråstivere var på plass ble vestre del gravd ut og underbetong og ferdig bunnplate støpt helt inn til spuntveggen. Lokalt mot Vkg5 ble kjellerveggen først støpt opp til uk stivere og re-avstivet. Forøvrig ble stivere fjernet når bunnplaten var støpt og vegger og tak ble støpt fritt.

I nordre del, mot d JAag17, ble det anvendt innvendig avstivning med rørstivere i ett nivå, Figur 7, inkludert hjørnestiver mot Ovg. Selv om slik innvendig avstivning var noe kompliserende med tanke på gravearbeider, ble det ansett som nødvendig for å unngå uønskede deformasjoner som følge av stagboring, som er spesielt utfordrende når det er kvikkleire i grunnen inn under nabobyggene, se blant annet Langford et al (2016). Ut mot Ovg ble det likevel satt stag i ett nivå (0,5 m under terreng) da noe setninger i gaten ble ansett for akseptabelt og stag var enklere i forhold til gravearbeider enn hjørnestivere.



Figur 8- Snitt 1-1 byggegrop mellom Vkg5 og BB

Med de aktuelle løsninger var maksimal beregnet setning like bak spuntveggen 2 cm mot Vkg5 og 1 cm mot JAag17.

De nye byggenes permanente laster er mer enn godt nok kompensert for med den utgraving som foretas. Også sett i lys av at KS-pelingen har forbedret grunnen betydelig, ble det derfor valgt å direkte fundamentere alle deler av nybyggene på massiv betongplate. Som grunnlag for å dimensjonere bunnplaten fikk RIB oppgitt ekvivalente fjærstivheter fra NGI. Dette var fjærer som beskriver effekt av re-konsolideringssetninger i leira etter hvert som bygningslastene kommer på. Herunder ble det tatt hensyn til effekt av KS-pelingen på moduler og fjærstivheter.

FORDYPNING AV KJELLERE OG RE-FUNDAMENTERING

Som hovedprinsipp for fordypning av kjellere under de eksisterende byggene Vkg1-3, Bv45 og BB ble det valgt å lage nye kjellervegger ved bruk av jet-injiserte peler etter J2-metoden (Lier, 2012). Figur 9 viser plan med jet-pelenes plassering. Det ble prosjektert med pelediameter 1,8m satt med senteravstand på 1,4 m. Det tilsvarer en midlere veggtykkelse på 1,6 m. Det var satt et minimumskrav til enaksial trykkstyrke for jet-pelene på 6 MPa. Dette ble også lagt til grunn som karakteristisk styrke ved prosjekteringen.

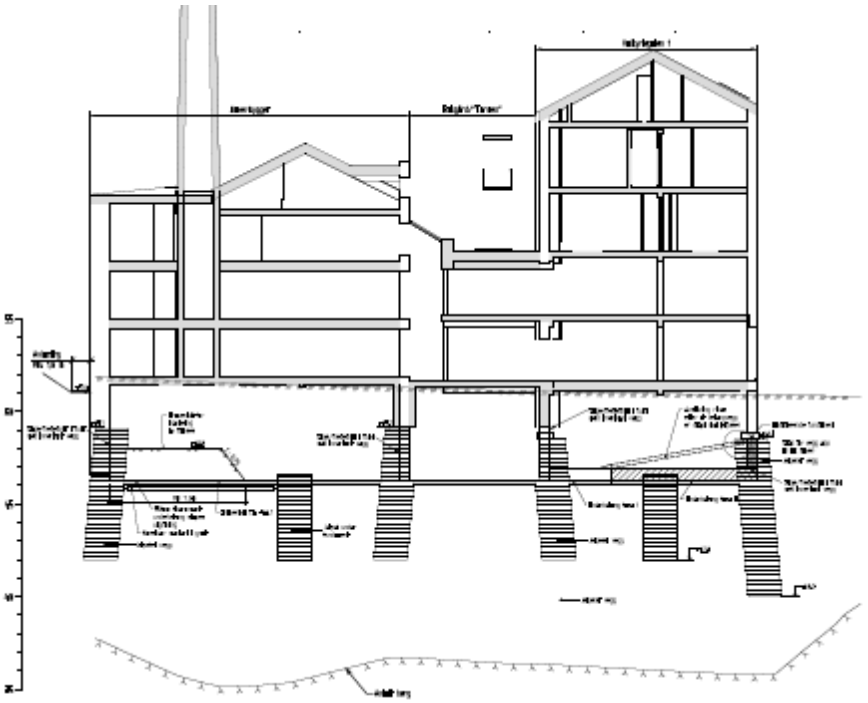
Et vesentlig element ved prosjektering av jet-pel veggene var strekkstyrken. Basert erfaringsdata ble denne forsiktig satt til 0,5 MPa, tilsvarende 8,3 % av trykkstyrken.

Figur 9- Plassering jet-peler for fordypning av kjellere

Foruten å ta ytre jordtrykk, er jet-pelene også prosjektert for å bære byggenes laster. Det er bevisst valgt ikke å føre jet-pelene helt ned til berg, men avslutte dem på kote +42, eller ikke nærmere berg enn 0,5 m. Dette for å unngå skarpe overganger i mulige fremtidige setninger i forhold til nabobyggene, som alle er direkte fundamentert, eller internt i samme bygg. Det ble også satt grupper av tre jet-peler inne i bygget for å bære fremtidige søyler i bygget. For å få til denne løsningen valgte NCC før utgraving å rive alle gulv i 1etg., og veksle ut alle ovenforliggende laster til ytterveggene i byggene ved bruk av stålfagverk.

Det var kun i ”tarmen” mellom byggene og opp langs BB (Fig. 9) at det var mulig å sette jet-peler fra dagens terreng. De øvrige jet-pelene ble satt av maskin stående på gulv i 1 etg. Som illustrert ved snittet i Figur 10 ble jetpelene generelt ansatt med en helning på 5 gr (ca. 1:20), og slik at senter pel lå 15 cm fra innerkant av kjellerveggen i overgangen til kjellergulvet. Dette for å unngå direkte konflikt med kjellerveggene.

Figur 10 viser også prinsipp for utgraving i Vkg1-3 og BB. Her lå opprinnelig kjellergulv på omkring nivå + 48,8, ca. 2,7 m under utvendig terreng. Kjellerne skulle fordypes med ca. 2,6m, som gir traubunn på +46,2, ca. 5 m under utvendig terreng. Nivå på eksisterende og nytt gulv er omtrent det samme for BB som for Vkg1-3.



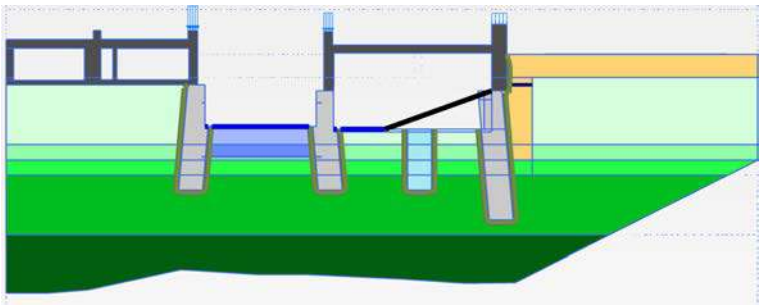
Figur 10- Snitt mellom Valkyriegaten 1 (til høyre) og Bakeribygget (til venstre)

Rekkefølge for utgraving i Vg1-3 og Bv45 er den samme, og fulgte følgende trinn:

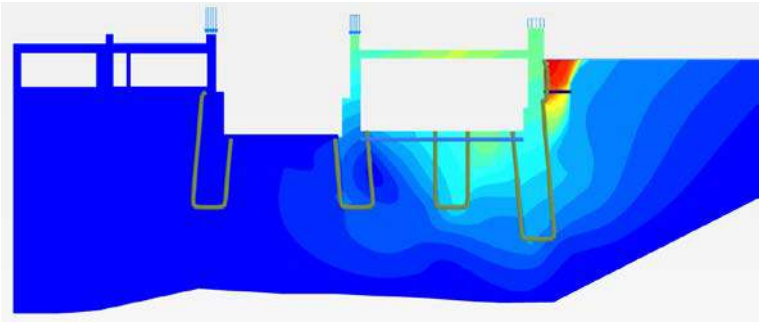
1. Generell graving til ca. kote + +48,2, herunder fjerning av eksisterende kjellergulv
2. Lokal graving for underbetong og støp av kjellergulv inn mot bakveggen i byggene
3. Grøfting for, og montering av pute og skråstivere fra indre bunnplate og ut mot topp av ytre jet-pel vegg
4. Graving til bunn ytre del og fresing av jet-pel vegg til endelig form
5. Støp av underbetong og bunnplate på ytre del
6. Støp av ytre kjellervegg opp til uk av stivere/pute
7. Fjerning av skråstivere og støp resten av kjellerkonstruksjonene

Et vesentlig moment ved prosjektering av denne løsningen var ønske fra byggherren om å få mest mulig plass inne i ny kjeller, og derfor fjerne helst alle deler av jet-pel veggen som stakk innenfor vegglivet i eksisterende kjeller.

Figur 11 viser utdrag av en typisk PLAXIS modell, for et snitt ut mot Valkyriegaten 1, og I gravefasen var beregnet maksimal setning i Valkyriegaten 0,6 cm, og beregnet horisontal innpressing av veggen var beskjeden, maksimalt 0,5 cm. Maksimal forventet setning av jet-pel veggen var ca. 0,3 cm.

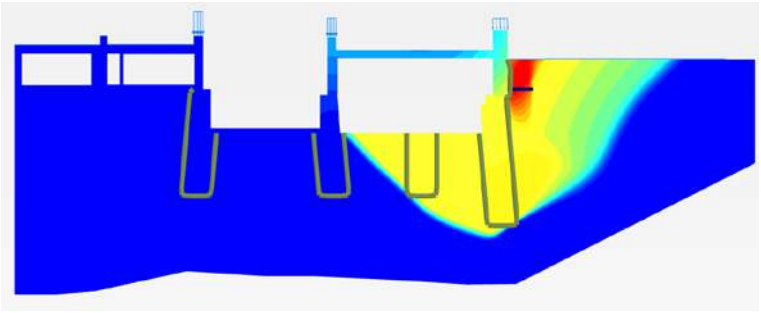


Figur 11- Utsnitt av PLAXIS modell for løsning vist i Figur 10



Figur 12- Beregnede maksimale forskyvninger fra PLAXIS (rødt område 1 cm, blått 0)

Figur 13 viser at bruddmekanismen som fremkommer ved en c-ø reduksjon i PLAXIS er et konvensjonelt grunnbrudd som strekker seg godt inn i kjelleren. Jet-pel veggen var altså ikke det mest kritiske elementet.

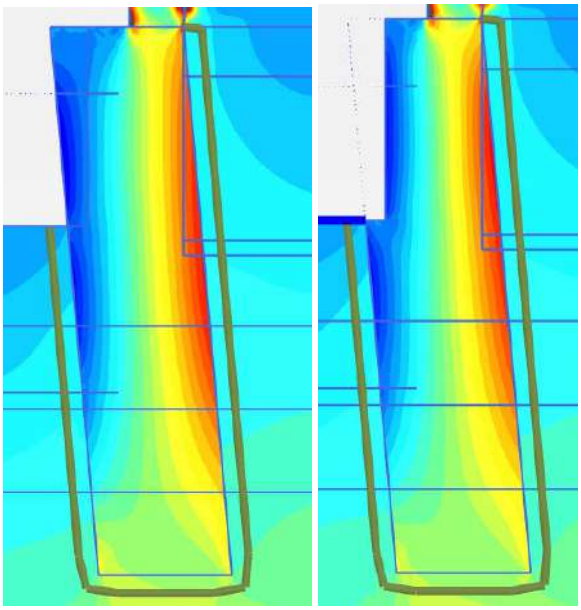


Figur 13- Bruddmekanisme fra c-ø reduksjon i PLAXIS beregningen

I PLAXIS analysene ble det gjort parmeterstudier for å komme frem til riktig tykkelse på jet-pel veggene etter fresing. Jet-pelene ble modellert som elastisk materiale med modul E= 6,17 MPa og ν= 0,35. Tykkelsen på jet-pel veggen ble i de ulike beregningstilfellene redusert inntil det ble oppnådde en spenningsfordeling i jet-pelene som ikke oversteg antatt dimensjonerende strekkspenning i jet-pelene på 280 kPa.

Vertikallast fra bygningene virker både positivt og negativt på påkjenningene i jet-pel veggene. Positivt ved at de generelt øker vertikalspenningene i jet-pelene, noe som gjør at pelene tåler mer moment, men delvis også noe negativt fordi lasten fra ovenfor liggende vegger kommer noe eksentrisk ned på jet-pel veggene, og således gir opphav til noe større moment i pelene enn det som bare kommer fra jordtrykk. Men netto effekten av bygningslasten er likevel positiv.

Figur 14 viser et eksempel på beregnede spenninger i jet-pel vegg før og etter reduksjon av veggtykkelse ved fresing fra innsiden.



Figur 14 Spenningsfordeling før (til venstre) og etter (til høyre) kutting av jet-pel vegg mot Valkyriegaten. Blått =100 kPa i strekk, rødt =400 kPa i trykk

Inne i BB var det på grunn av bakeriovnen og pipen vanskelig å få til tilsvarende grave og avstivningsplan som inne i de andre byggene. Her var det på den annen side mulig å avlaste terrenget på utsiden noe. Valgt prinsipp for utgraving i denne kjelleren var derfor som illustrert i Figur 15 som følger:

1. Generell utgraving til ca. kote +48, ca 1 m under eksisterende kjellergulv
2. Grave ut for- og støpe 15 cm underbetong og bunnplate- i den sydvestre delen.
3. Grave ut grøfter for å etablere stivere mellom underbetongen i nytt kjellergulv i sydvestre del og ut mot jet-pel veggene. Disse stiverne ligger altså rett under under fremtidig uk kjellergulv
4. Grave ut for- og støpe- resten av kjellergulv
5. Frese ut for- og støpe- nye kjellervegger

Figur 15-Plan jet-peling og avstivning ved fordypning av kjeller under Bakeribyggt (BB)

VIKTIGSTE ERFARINGER FRA GJENNOMFØRINGEN SÅ LANGT

Målte deformasjoner under utgraving

For å ha kontroll med deformasjoner ble det montert totalt ca. 100 nivellementsbolter på bygg og trikkeskinner innenfor kvartalet. I tillegg var det montert en helningskanal på spunt inn mot Vg5 og mot JAag17, samt satt ned 2 piezometere ved berg.

Når denne artikkelen var skrevet (slutt oktober 2018), var hele kjelleren i nybygget ferdig oppført. Fordypning av kjellere under eksisterende bygg var fortsatt under arbeide. Lengst var man kommet i Bv45, der det var gravet ut for og etablert skråavstivning i ca 2/3 av kjelleren og hele kjellergulvet var ferdig støpt i deler. I Vkg 1 var faser 1. til 3. ferdig, dvs. dvs. indre del av bunnplate og skråstivere var på plass, Generell avgraving til + 48,2 var utført i BB.

Poretrykksmålingene ved berg har som forventet ikke påvist noen endringer og derfor ikke bidratt til setninger.

Det oppstod generelt noen setninger (1-2 cm) på nærmeste deler av nabobyggene når det ble forgravet for og rammet spunt. Å forutsi slike setninger er vanskelig, men det skjer ganske ofte.

Setting av jet-peler har ikke medført noen vesentlige deformasjoner, men nivellementene kan tyde på noe heving, lokalt opptil ca. 10 mm. Dette tyder på god kontroll med at returmasse hadde fritt utløp til enhver tid. Hvis ikke kunne man fått mer tendens til hevning i denne fasen. Noe masse har trengt inn i kjellere mens man holdt på, men har ikke skapt noe stort problem. Det kan nevnes at drensledninger under og rundt husene ble frigravd og plugget før jet-pelingen tok til. Det var viktig for å unngå uønsket utløp av returmasse til utenforliggende røranlegg.

Utgraving av "tarmen", der jet-pel veggene stod helt uavstivet (men det var ribber av jet-peler under traubunn, Fig. 9), medførte generelt beskjedne setninger av byggene som lå helt inntil (anslagsvis 10-20 mm, men datagrunnlaget er noe usikkert her). Et unntak var at eksisterende

sprekker i fløyen på Sfg14A åpnet seg noe mere og det kom også noen nye sprekker. (Det var mange eksisterende sprekker i hele denne fløyen med opptil 8-10 mm sprekkeåpning). Forklaringen kan være at jet-pelene satt under veggen til Sfg14A langs "tarmen" gav små setninger også av denne veggen, slik som bakveggen som var re-fundamentert på peler til berg i 1954. Dette gjorde antagelig bygget mer ømfintlig for setninger i grunnen mellom front- og bakvegg, som forsterket tendensen til åpning av sprekker. Beboerne ble også meget urolige over tendens til åpning av sprekker. Det kan kanskje forstås når man ser jet-pel veggen og bygget nede fra gropen, jfr. fotografiet, Figur 16. Denne gropen ble stående slik i flere måneder gjennom vinteren 2017, før man begynte å wire-sage bort ytre del av jet-pel veggene og så støpe kjellerkonstruksjonen i denne delen våren 2018. Det ble i denne perioden gjort måling av avstanden mellom jet-pel veggene på hver side av "tarmen", men ingen vesentlige endringer ble registrert over tid.

Figur 16: Fotografi tatt inne i "tarmen". Sfg14A innerst til venstre i bildet, Bv45 innerst rett frem og til høyre

I ettertid kan det vel sis at det hadde vært gunstig å sette jet-peler også under hele gavlveggen i Sfg 14A. men når dette kunne vært aktuelt hadde man ikke adkomst til bakgården i dette bygget.

Utgraving for- og bygging av- kjeller i resten av gropen har også tatt lang tid. Total setning etter at hele kjelleren i nybygget var ferdig var oppe i maksimalt ca. 4 cm ved Vkg5 og 3 cm ved JAag17. Skiller man ut setning som følge av forgraving og spunting, som utgjør ca. 30-40 % av totalen, er målt setning som følge av utgraving fortsatt noe større enn beregnet i forkant. Målte setninger har avtatt tilnærmet lineært til null i ca. 10 m avstand fra spuntveggen. Det har ført til noen mindre riss, men ingen alvorlige skader.

OVg22 og en del av BB har fått noe større setninger, opptil ca. 6 cm, noe som har utviklet seg over lang tid. Dette har antagelig sin forklaring i tre forhold:

- Det ble gravet med bratt gravestuff nesten helt inntil der første rørstiveren som skulle monters, men uten at denne var satt på plass. Det innebar liten sidestøtte for spunten i overgangen mellom spunt- og jet-pelet vegg (Figur 7) ved nordre ende av BB i en lang periode.

- Østre del av byggegropen ble stående slik i månedsvis mens det ble arbeidet med kjelleren inne i "tarmen", det vil si uheldig lang tid.

- Spesielt OVg22 var allerede meget anstrengt som følge av tidligere skjevsetninger. Det kan ha hatt en tendens til å "henge", med lite eller kanskje ikke noe kontakttrykk mot grunnen der dybden til berg og bygget hadde satt seg mest. Det stod også et lite bygg inntil dette som ble revet (se Figur 2), og som kan ha bidratt til å støtte opp Ovg22. Dette gjør bygget meget ømfintlig for nye tendenser til deformasjoner i grunnen. Det er en lærdom verdt å ta med seg.

Under utgraving for fordypning av kjeller i Bv45 har det så langt ikke vært målt setninger av betydning på bygget eller byggene rundt.

Kvalitet av jet-pelene
Krav til minste diameter på 180 cm ble generelt tilfredsstilt, men det var på et parti i "tarmen" indikasjoner på at dette ikke var oppnådd for noen peler. Kontrollboring ved kjerneprøvetaging horisontalt gjennom peler bekreftet at det var noen undermålere, med peler med diameter ned til 150 cm. Der dette ble konstatert ble det satt ekstra peler fra innsiden av Vkg 1 og 3. Jetgrunn AS mener at årsaken til undermålerne var feil ved prosedyrer som ble fulgt, og fikk skjerpet inn på prosedyrene. Det har under de senere arbeider ikke vært noen klare indikasjoner på undermålere.

Under jet-peling tas det regelmessig prøver a returmassen, som erfaringsmessig viser tilnærmet identiske egenskaper med massene i pelene når de er ferdig herdet. Av i alt 86 kjerner testet kan den statistiske fordelingen av oppnådd trykkstyrke oppsummeres som følger:

Middelverdi:	12,1 MPa
Standardavvik:	2,14 MPa

Oppnådd karakteristisk styrke var altså nesten det dobbelte av hva som ble benyttet ved prosjekteringen.

Ved bruk av høyere trykkstyrke under prosjekteringen kunne antageligvis diameter av jet-pelene stedvis vært noe redusert. Diameter i bunn av pelene var mye styrt av vertikal bæreevne av jet-pel veggene. Høyere styrke kunne likevel åpnet for en optimalisering ved at man laget en større diameter på nederste del av pelene, og mindre oppover.

Praktiske aspekter
Utgraving inne i eksisterende bygg er rent praktisk utfordrende og tidkrevende. Under arbeidene i Bv45 og Vkg 1 vil alle masser tas ut gjennom en transportåpning laget gjennom

veggen i Bv45 ut mot Sorgenfrigaten. Det vil si at området rundt nedkjøringsrampen som man ser av bildet i Figur 17, blir tatt til slutt. Det kan diskuteres om det ikke hadde vært mer hensiktsmessig å ta ut masser via transportbånd og/eller lage en nedkjøringserampe av stål.

Figur 17: Fotografi av kjeller i Bv45 tatt fra nedkjøringsrampen, utgraving til underbetong ferdig høyre del

NGI vil til slutt takke alle parter som har samarbeidet om prosjektering og gjennomføring av de arbeider som er beskrevet. Et åpent og tillitsfullt samarbeide der alle gjør sitt for å finne beste tilpasning av løsninger er en forutsetning for at slike kompliserte ombyggingsprosjekter skal lykkes.

Så kan man jo spørre seg var det vært prisen? Det vet vel bare byggherren. Men det må kunne stilles spørsmål om Byantikvaren/Riksantikvaren ikke burde sagt ja til rivning av den del av eksisterende bygningsmasse som var av dårligst kvalitet og hadde de største skjevheter og skader.

REFERANSER

Karlsrud, K. and Hernandez-Martinez, F. (2012). Strength and deformation properties of Norwegian clays from tests on high quality block samples. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(10): 1218, DOI: 10.1139/cgj-2014-0357

Langford, J., Karlsrud, K., Lande, E.-J., Baardvik & Engen, A. (2016). BegrensSkade – Limitation of damage caused by foundation and ground works. Grundläggningsdagen 2016, Stockholm, Sweden.

Lier, K-E. (2012) Grunnforsterkning. Jetpeler. NGF kurs, Sandefjord, 2012.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

LODALEN: FRA INDUSTRI TIL BOLIGBY - FRA STORE ÅPENBARE, TIL KREVENDE SKJULTE GEOTEKNISKE UTFORDRINGER

Marina Shorokhova, Multiconsult Norge AS

Audun Egeland Sanda, Multiconsult Norge AS

Anders Ulvestad, Multiconsult Norge AS

Espen Thorn, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Lodalen eller også kjent som Kværnerbyen, et av landets største boligprosjekter, ligger midt i hjertet av Oslo i bydel Gamle Oslo og vil ferdigbygd bestå av nærmere 2000 leiligheter med 5000 fastboende, 1000 arbeidsplasser og 60 000 m^2 næringslokaler. Multiconsult har bistått med geoteknisk rådgivning for til sammen ca. 40 selvstendige prosjekter på området, dvs. det aller meste av det som er bygget siden det hele startet opp for vel 20 år siden. De fleste av prosjektene er faglig interessante. Grunnforholdene i området består av hele registeret, fra bløt kvikkleire til faste fyllmasser, i tillegg til store mengder miljøforurensinger og høye, labile bergskjæringer av leirskifer. Dette har gitt spennende utfordringer for alle GEO fag.

Denne artikkelen omhandler de tre siste, pågående prosjektene som Multiconsult Norge AS har vært involvert i Kværnerbyen. Prosjektene er Kværnertoppen, Felt A3/Oslo K og Kværnerdammen. Detaljprosjekteringen for alle tre startet opp i 2017. Disse tre prosjektene er unike på hver sin måte og gir et representativt bilde av hvilke geotekniske problemstilling som har blitt håndtert og hvilke løsninger som har blitt benyttet opp gjennom årene i Kvænerbyen.

SUMMARY

Lodalen, also known as Kværnerbyen, is one of the country's largest housing projects and lies in the heart of the Gamle Oslo district and when complete will consist of close to 2000 apartments with 5000 residents, 1000 workplaces and 60 000m² of commercial premises. Multiconsult has provided geotechnical consultancy services for a total of 40 individual projects in the area, which accounts for the majority of the projects which have been carried out in the area over the last 20 years. Most of the projects are academically interesting. Ground conditions in the area cover the entire range of possibilities from quick clay to stiff fill material, in addition to large quantities of contaminated soil and high, labile rock cuttings of shale. This has resulted in interesting challenges for all GEO subjects.

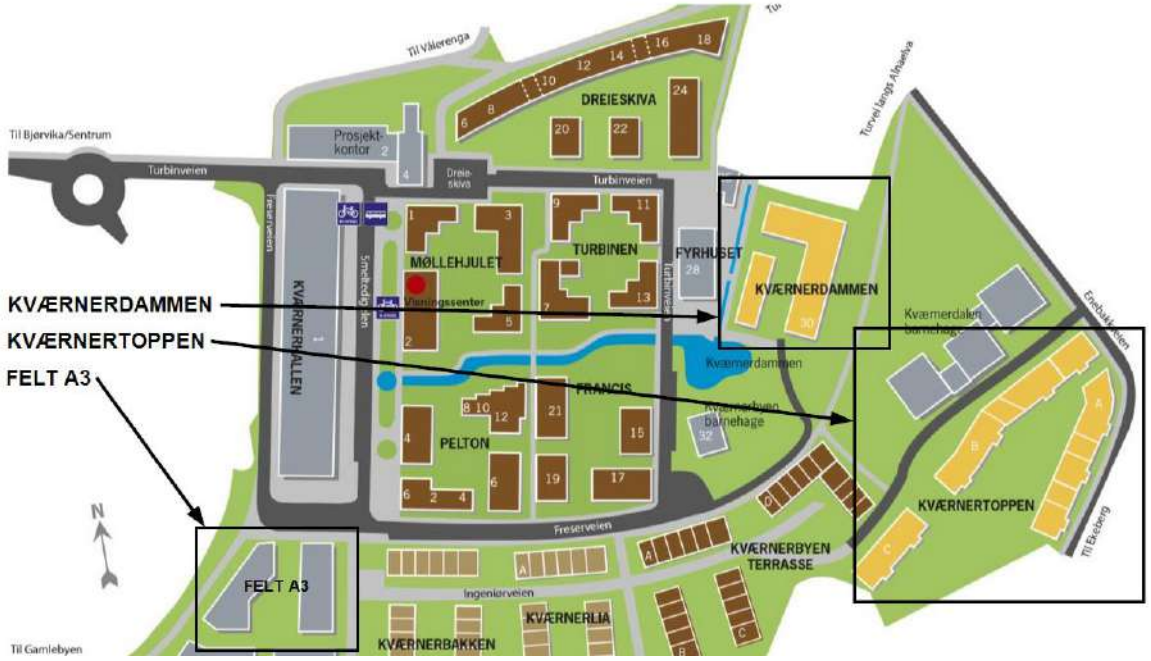
This article considers the final three ongoing projects which Multiconsult has been involved with in Kværnerbyen. The projects are Kværnertoppen, Felt A3/Oslo K and Kværnerdammen. The detailed design phase for all three projects began in 2017. These three projects are each unique in various ways and provide a representative picture of which geotechnical issues have been addressed and which solutions have been used over the years in Kværnerbyen.

INNLEDNING

Multiconsult Norge AS har bistått med geoteknisk rådgivning for til sammen ca. 40 selvstendige prosjekter i Lodalen/Kværnerbyen, dvs. det aller meste av det som er bygget siden det hele startet opp for vel 20 år siden.

Figuren under viser plasseringen av de tre siste, pågående prosjektene i Kværnerbyen; Kværnertoppen, Felt A3/Oslo K og Kværnerdammen. Prosjektene er nå under oppføring etter at geoteknisk detaljprosjektering startet opp i 2017. Prosjektene er unike på hver sin måte og gir et representativt bilde av hvilke geotekniske problemstillinger som er håndtert og hvilke løsninger som er benyttet opp gjennom årene.

Foreliggende artikkel omtaler de tre prosjektene i tillegg til en historisk gjennomgang av utviklingen som har foregått i Kværnerbyen fra jernindustrien etablerte seg i 1853 til transformasjonen av området til en ny bydel i Oslo.



Figur 1: Plan med prosjektene sin plassering i Kværnerbyen.

KVÆRNERBYEN BLIR TIL

Hvor ligger så Kværnerbyen? Her sett mot fjorden i vest:

Figur 2: Oversiktsbilde sett mot vest

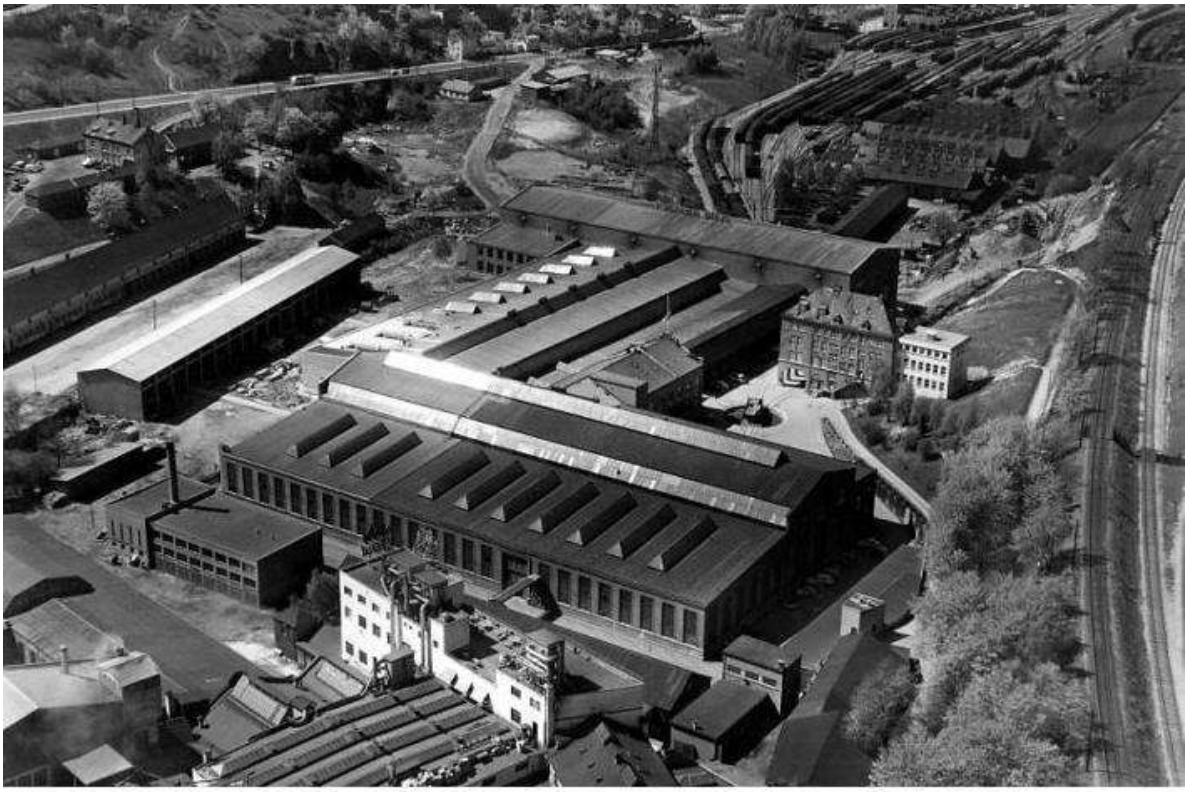
Lodalsbruene mellom Ekeberg- og Vålerengatunnelene danner grensen mot vest mens Enebakkveien og Konowsgate danner skillet mot syd og øst.
I nord mot Vålerenga grenser området inntil Norges eldste jernbanestrekning Oslo - Eidsvoll, i dag Gjøvikbanen, bygget i 1854. Som en kuriositet kan det nevnes at den ca. 10 m høye fyllingen som togskinnene ligger på langs Kværnerbyen har skråninger på rasvinkel. Dette fordi massen til fyllingen i sin tid ble tippet ut med hest og kjerre.

Driften på Kværner Brug i Lodalen ble lagt ned i 1999 etter 150 års industrivirksomhet – grunnlagt i 1853. Fra jernstøperi med Jøtul-ovner i spissen gikk driften etter hvert i hovedsak over til produksjon av turbiner til vannkraftsindustrien.

Det var fossekraft som bestemte beliggenheten til Kværner Brug. Terrenget ligger lavt, i skyggen av Ekebergåsen og Vålerenga. Lokalt heter dalen her Svartdalen, på folkemunne kalt Kværnerdumpa. Ikke akkurat flatterende. At industri og elv skulle transformeres til en topp moderne og attraktiv boligby, er det nok ikke så mange som ville satset pengene på for et par tiår siden.

Alnavassdraget er mindre kjent enn sin lille bror Akerselva. Egentlig merkelig – Alnavassdraget med sine 15 km er dobbelt så lang som Akerselva – den har flere fosser og elven renner 15 km gjennom en rekke byhistoriske minner med bl.a. en av Norges eldste steinhvelvsbruer fra 1790 ved Kalbakken.

Figur 3: Steinhvelvsbru over Alna ved Kalbakken bygget i ca 1790



Figur 4: Kværner Brug

Vi har lært i skolen at utløpet til Loelva er opprinnelsen til navnet OsLo der den renner ut i et os i fjorden. Som vanlig strides imidlertid de lærde om opphavet til navnet på hovedstaden.

I 2001 kjøpte OBOS seg inn med 50% i Lodalen Utvikling AS før de senere kjøpte resten og ble eneeier av det hele.

Kværnerbyen, et av landets største boligprosjekter, ligger midt i hjertet av Oslo i bydel Gamle Oslo og vil ferdigbygd bestå av nærmere 2000 leiligheter med 5000 fastboende, 1000 arbeidsplasser og 60 000 m^2 næringslokaler. Kværnerbyen kan med rette kalle seg 'by'. Et sted med 5000 innbyggere kan i henhold til definisjonen av en by kalle seg 'by'. I denne bydelen her har man det meste: boliger, forretninger, serveringssteder, treningssentre, butikker, kontorer, kulturhus, flere barnehager og skole kommer også. Og så har de Vålerenga kirke som nærmeste nabo.

Figur 5: Modell, ikke komplett med alle byggetrinn

Figur 6: Rivingen er i gang

Som en del av bydelsutviklingen er noe av den gamle, verneverdige bygningsmassen integrert i bydelsplanen. Dette gjelder f.eks. fyrhuset og enkelte fasader i verkstedbyggene. Industriminnene er beholdt gjennom mange gjenkjennelige navn som peker tilbake på historien. Her har vi bygg med navn som Turbinen, Møllehjulet, Fyrhuset, Dreieskivekvartalet, Pelton, Kværnerhallen, Kværnerdammen, Kværnerlia og Kværnertoppen og veier som Smeltedigelen, Freserveien og Turbinveien.

Figur 7: Under bygging. Prosjektene popper opp i rask rekkefølge. Bildet er tatt i 2015.

Turstien gjennom Svartdalsparken følger Alna og passerer flere fosser - det er ikke vanskelig å forstå at elven ble en industrielv på 1800-tallet. Gamle fabrikker langs elvebredden forteller da også om en fortid som ligner Akerselvas. En liten bit av Kværnerfossen dukker opp før den i dag forsvinner ned i en kulvert under den gjenfylt elvedalen Svartdalen og videre inn i tunnel i Ekeberget - under det som i dag er Kværnerbyen. Det var nettopp denne fossekraften som var forutsetningen for denne industrien gjennom 150 år.

FELT B1 - KVÆRNERTOPPEN

Øverst i Kværnerbyen på Felt B1, helt opp mot Enebakkveien, bygger OBOS Kværnertoppen som består av boligblokker med til sammen 212 leiligheter, felles uteareal sentralt mellom blokkene og felles parkeringskjeller under deler av arealet. Mange av leilighetene vil ha panoramautsikt utover byen og fjorden mot vest.

Utbygger: OBOS
Totalentreprenør: Vedal Entreprenør AS
Arkitekt: Løvseth + Partner AS

Multiconsult Norge AS ble først engasjert av Lodalen Utvikling AS/OBOS i 2013 og senere av Vedal Entreprenør AS som geoteknisk rådgiver for prosjektet som er under bygging på Kværnertoppen.

Figur 8: Bilde av prosjektet, kilde: https://www.obos.no

Figur 9: Kværnertoppen, Felt B1 øverst, bakerst, lengst øst, kilde: https://www.obos.no

Figur 10: Plan over området med Kværnertoppen og barnehagen

TOPOGRAFI OG NABOFORHOLD

Kværnertoppen og området rundt består stort sett av bratte skråninger med enkelte platåer. Enebakkveien avgrenser feltet i sør og øst, mens Ingeniørveien avgrenser i nord. Høydedifferanser mellom søndre og nordre grense av tomten er opp til 17 m.

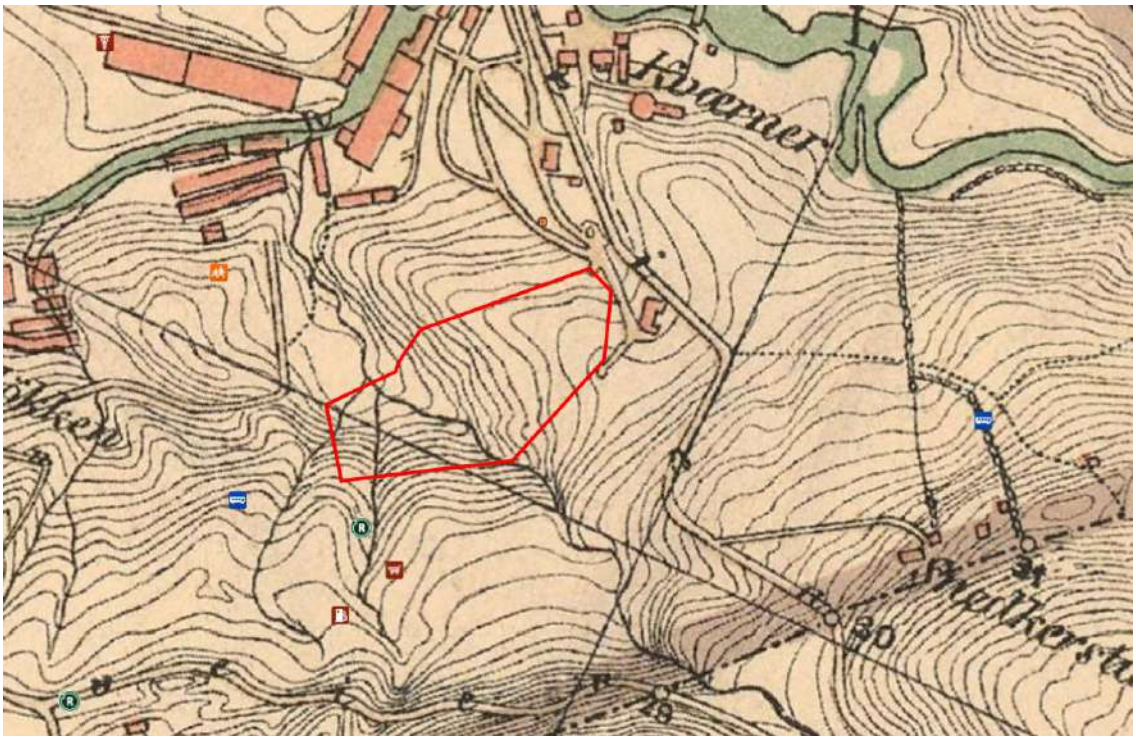
Barnehagen i Enebakkveien 71 ligger på motsatt side av Ingeniørveien, på et platå på toppen av en kvikkleireskråning. Terrenget skråner herfra videre nedover hvor det flater ut mot Kværnerdammen, felt F1.

Barnehagebygget som er delt i 3 lameller, som vist i figur 11, huser 500 barn. Bygget var opprinnelig kontorbygg for Kværner og ble oppført på 1980 tallet. Bygget er sålefundamentert, delvis kompensert ved at det ble gravd ut og fjernet masser med større vekt enn det bygget veier.

Tidligere lå det to raviner i området som strakk seg opp mot barnehagebygget og videre mot Enebakkveien. Den nordøstlige ravinen ble på 1970 tallet fylt opp med fyllmasser fra den øvre delen av området mot Enebakkveien for å bedre områdestabiliteten.

Figur 11: Barnehagebyggene sett mot Enebakkveien i øst

Som en kan se av etterfølgende figur 12, har topografien endret seg mye fra hvordan det en gang så ut.



Figur 12: Topografisk kart fra 1881 med omrisset av byggegropen markert, kilde: www.finn.no

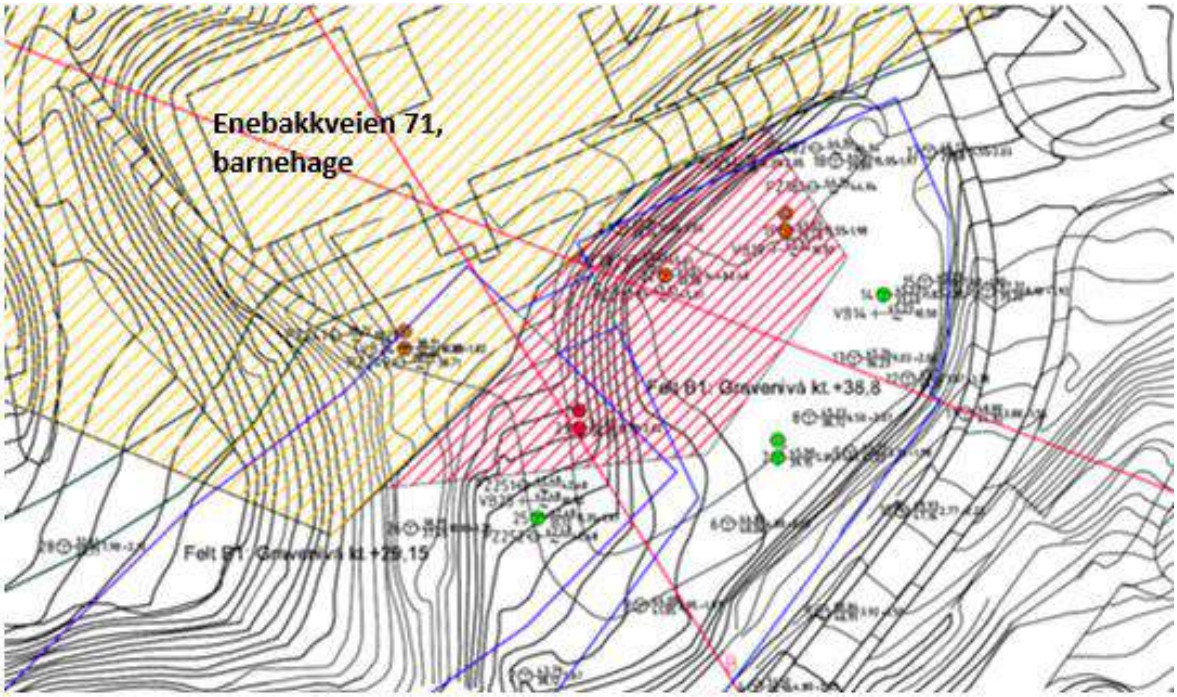
GRUNNFORHOLD

Løsmasser

Kværnertoppen og området rundt består av svært varierende grunnforhold. En stor kvikkleiresone strekker seg fra den nordlige delen av tomten, nedover skråningen mot Kværnerdammen i nordvest og over Enebakkveien.

Figur 13: Kartlagt kvikkleiresone og felt B1 markert med rødt, kilde: www.nve.no

Multiconsult Norge AS har senere utført grunnundersøkelser på tomten og har utvidet kvikkleiresonen som vist i figur 14:



Figur 14: Utvidet kvikkleiresone

Dybde til berg er svært varierende inne på feltet fra ca. 1 - 7 m i sørvest til over 25 m dybde i nordvest.

Det har gått flere skred i området og løsmassene består delvis av rekonsoliderte skredmasser som ligger lagvis i skråningen. Det medfører at det er svært varierende grunnforhold. Løsmassenes egenskaper kan variere meget over korte avstander.

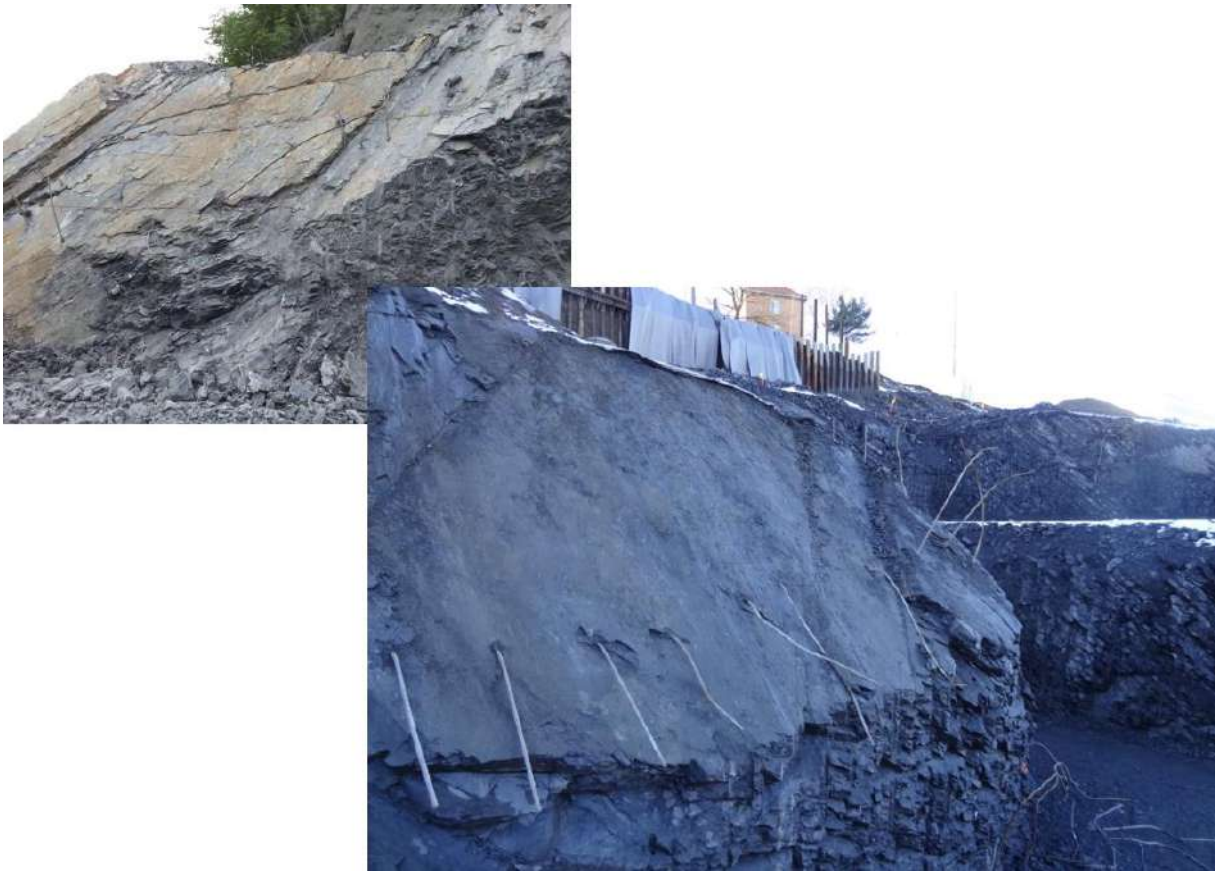
På felt B1 er det ikke påvist kvikkleire på andre deler av området enn det som er vist med rød skravur i fig 7. Generelt ligger det øverst et lag med tørrskorpe ned til ca. 2 m dybde. Deretter ligger et lag med middels faste masser med tykkelse ca. 3 - 7 m, over et lag med bløt leire ned til berg. På vestsiden av feltet er det grunnere til berg med fastere masser over. Undersøkelser øst for Enebakkveien viser fastere masser med store dybder til berg.

Bryn-Kværnertunnelen går tvers gjennom den vestlige delen av felt B1 fra Enebakkveien og ned til barnehagen i Turbinveien 32. Tunnelen ligger i berg på et større dyp, men ble allikevel hensyntatt i prosjekteringen ifm. etablering av spunttrasé langs Ingeniørveien.

Ingeniørgeologi

Berget i byggegropa består av leirskifer/knollekalk, med strøkretning NØ-SV. På nabotomten har skiferen et fall mot nordvest, og det er ikke vesentlige endringer på den aktuelle tomten. Uten sikringstiltak er det i skjæringene sannsynlig at det oppstår utglidning langs lagdelingsplanene som faller inn i byggegropa. Det ble derfor sikret systematisk.
Det er ikke registrert alunskifer.

I figur 15 er det vist foto av en inntilliggende fjellskjæring som er representativ for forholdene i byggegropen til Kværnertoppen. Det var opptil 10 m høye bergskjæringer.



Figur 15: Bergskjæring langs Enebakkveien og Konows gate

DETALJPROSJEKTERING

Områdestabilitet

Multiconsult Norge AS utførte i 2014 en komplett utredning av områdestabiliteten knyttet til planlagt utbygging på Kværnertoppen. Eksisterende kvikkleiresone ble utvidet, men utvidelsen medførte ikke endring i faregrad-, konsekvens- eller risikoklasse. Faregrad er satt til middels, skadekonsekvensklasse er satt til meget alvorlig og faregrad til 4.

Utredningen viste at de planlagte tiltakene i forbindelse med utbyggingen av Kværnertoppen ikke forverrer stabiliteten. Det ble forutsatt at det ble opprettet en «barriere», i form av en permanent spunt og/eller kalksementstabilisering mellom byggegropen på det høyeste nivået og eksisterende bygg/vei. Dette for å isolere byggegropen fra den utenforliggende kvikkleiresonen. Det ble også forutsatt at alle laster fra planlagt bygg ble overført til berg. På denne måten ville eventuelle utglidninger lenger nede i skråningen ikke påvirke de planlagte byggene på felt B1.

Stabilitet internt i byggegrop

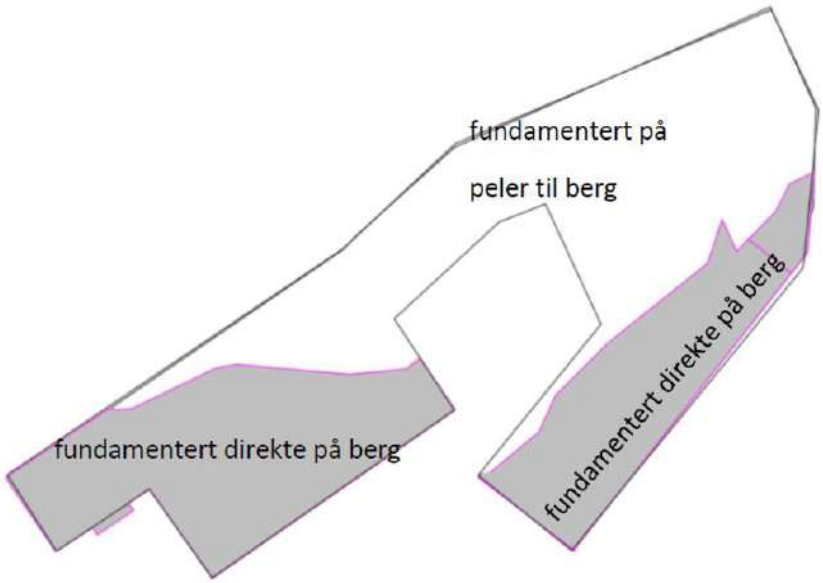
Det er store nivåforskjeller internt i byggegropa.

Terrenget i sørvestre delen av byggegrop trappes ned i flere trinn fra kote 44 til kote 34. Sprang er ivaretatt vha. støttemurer.

Da sikkerhet mot utglidning ble funnet lavere enn det regelverket setter krav til, ble det foreslått å grave slakere skråninger først for deretter å etablere støttekonstruksjoner med tilbakefylling av lette masser.

Fundamentering

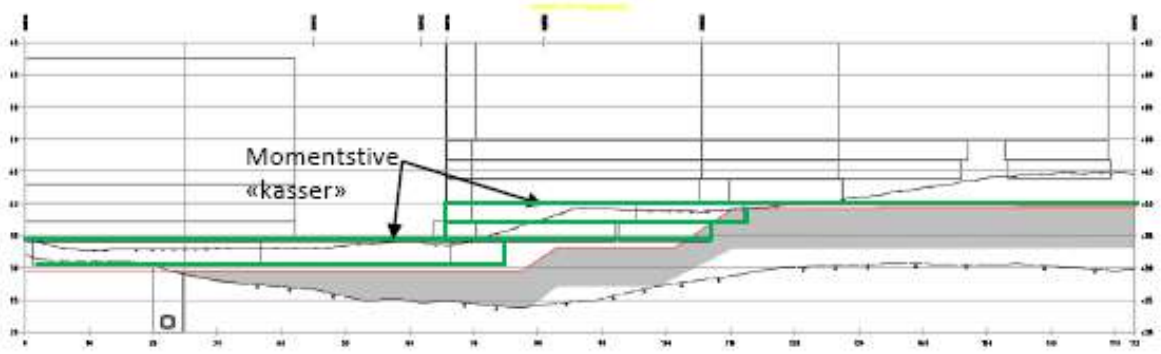
Store nivåforskjeller i byggegropa og store variasjoner i dybder til berg førte til at det ble valgt kombinert løsning: deler av bygningsmassen ble fundamentert direkte på berg og for resterende deler ble det valgt å fundamentere på stålkjernepeler til berg.



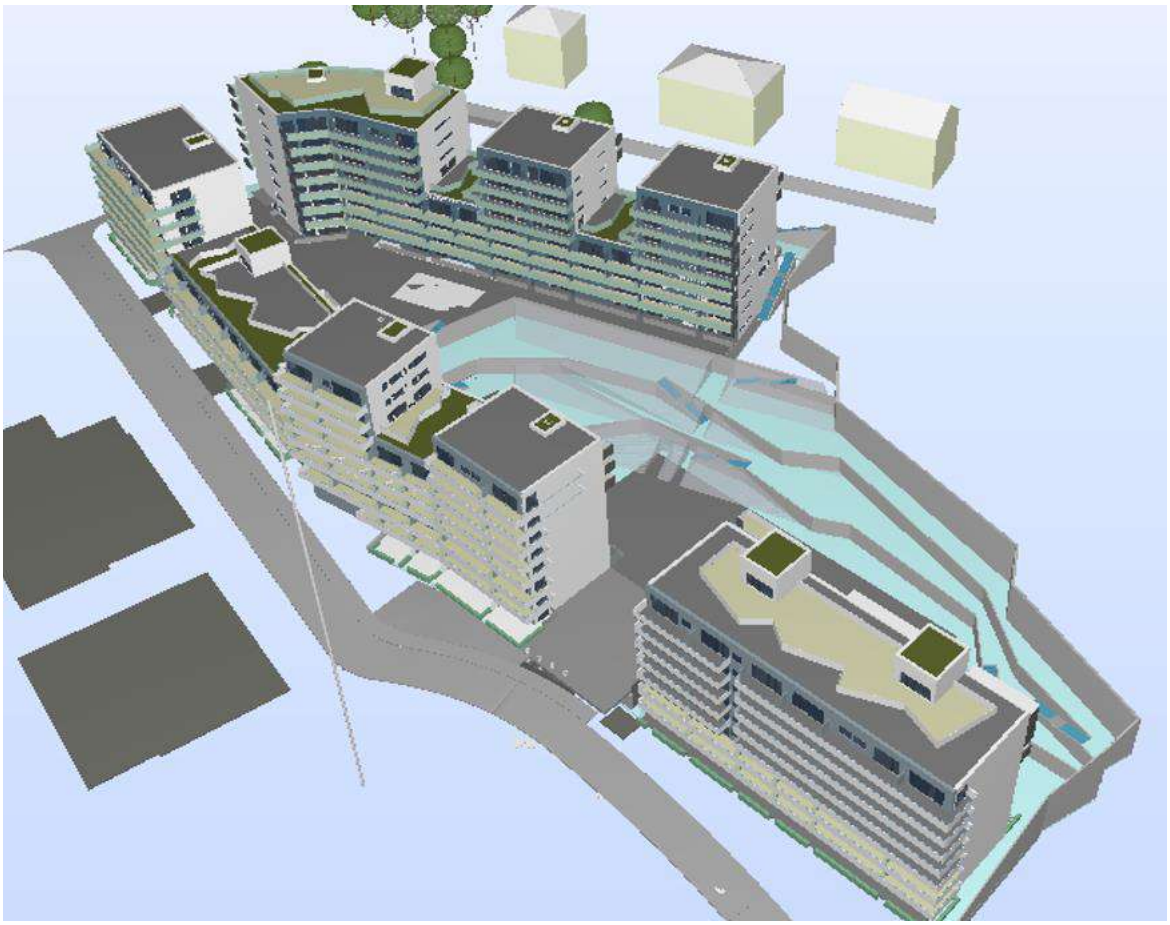
Figur 16: Skisse fundamenteringsprinsipper

Seismiske vurderinger

På grunn av en kombinert løsning, med fundamentering på peler og direkte på berg, som også forutsatte kalksement stabilisering av masser under deler av byggegropa, endte det opp med en utradisjonell vurdering av grunntype og responsspekter. Det ble konkludert grunntype A med forutsetning om at bygget ble fundamentert på hele, kontinuerlige stive plater - koblet sammen med momentstive forbindelser. Platene ble fundamentert enten direkte på berg eller på peler til berg som sikret lastoverføring i det horisontale planet. Total horisontal last og torsjonsmoment overføres til berg enten ved friksjon berg/ betong eller ved bolting. Derved oppnås tilstrekkelig kapasitet til overføring av baseskjærekraft og torsjonsmoment. RIB dimensjonerte dekket og bolter for baseskjær og torsjonsmoment inklusiv kinematiske effekter.



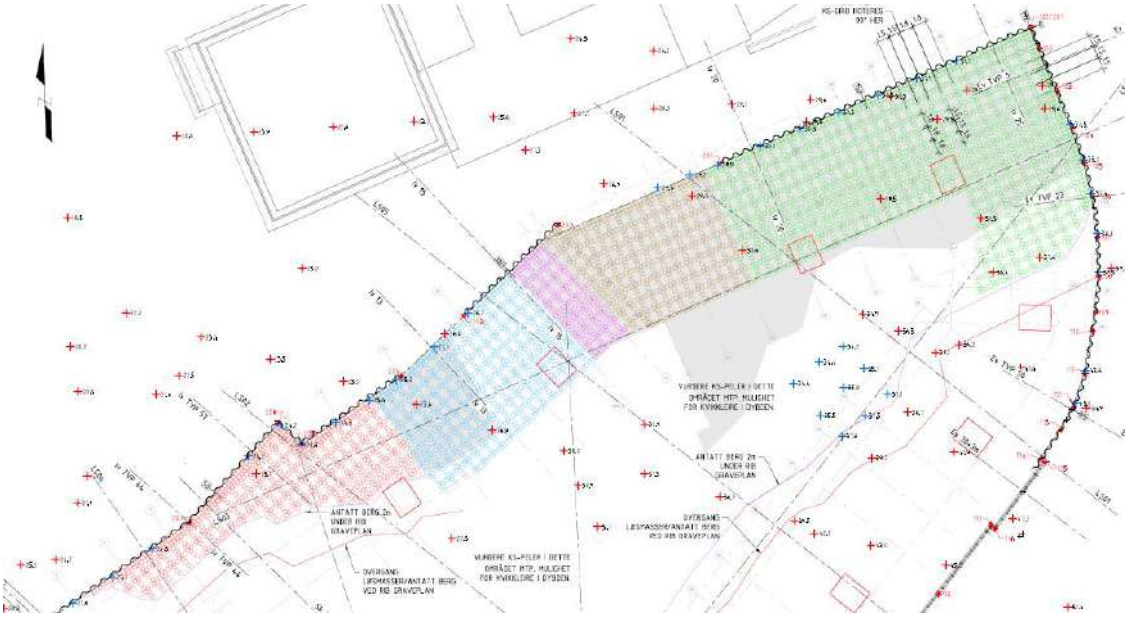
Figur 17: Skisse forutsetninger for bestemmelse av grunntype



Figur 18: Modell som illustrerer nivåforskjell og avtrapping i terrenget, kilde: https://www.obos.no

Kalksement stabilisering

Det ble opprinnelig forutsatt kalksement stabilisering av leire i en stripe på 15 m bredde langs Ingeniørveien og en mindre del langs Enebakkveien, se omtrentlig omfang av kalksementstabilisering i figur 19:



Figur 19: Tegning Forslag til kalksementstabilisering av byggegrop

Hensikten med KS-stabilisering var å sikre passivt mothold mot spunten, etablere arbeidsdekke for maskiner i sonen med kvikkleire samt ivareta forutsetninger som ble lagt til grunn for utredning av områdestabilitet.

Etter at spunten var rammet og det skulle utføres kalksementstabilisering av leiren, viste det seg at leiren var fastere enn opprinnelig forutsatt og at sensitivitet i leiren var såpass lav at det ikke lot seg gjøre å blande inn kalksement.

KS-entreprenøren ble bedt om å utføre KPS-sonderinger (Kalkpel-sondering) i løsmassene for bedre å kartlegge omfanget av de faste massene.

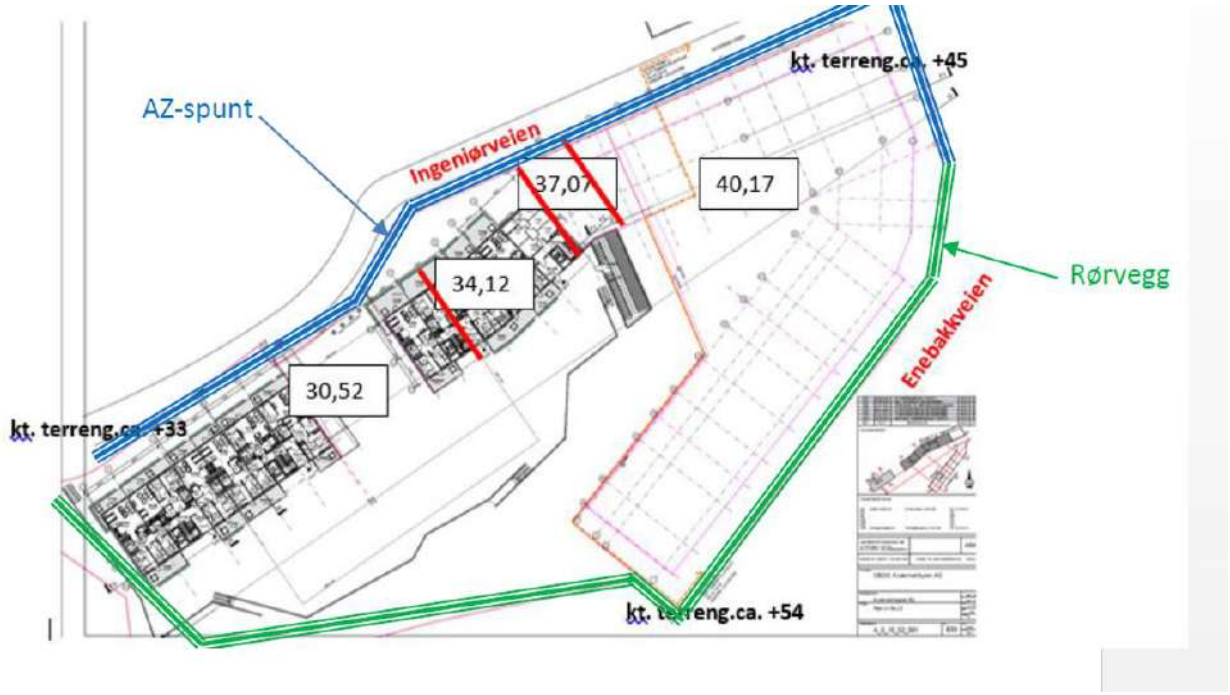
Resultater fra KPS sonderinger med målt skjærfasthet i massene ble sammenlignet med resultater fra vingeboringer og prøveserier (prøveserie resultatene var forstyrret). Det ble i det videre arbeidet gjennomført en totalvurdering av utførte grunnundersøkelser hvor også KPS-målingene ble vektlagt. Udrenert skjærfasthet kunne på dette grunnlaget justeres opp i spuntberegningene slik at en kunne greie seg uten KS-stabilisering. Spuntkonstruksjonen ble stedvis forsterket.

Spunt og rørvegg

Det ble etablert støttekonstruksjoner rundt hele byggegropa med oppstøttingshøyder på opptil 8 m.

Det ble prosjektert midlertidig AZ spunt langs Ingeniørveien. Spunten ble prosjektert med bakforankring utenfor kvikkleiresonen og med innvendig avstivning på strekningen forbi barnehagen, der det er påvist kvikkleire.

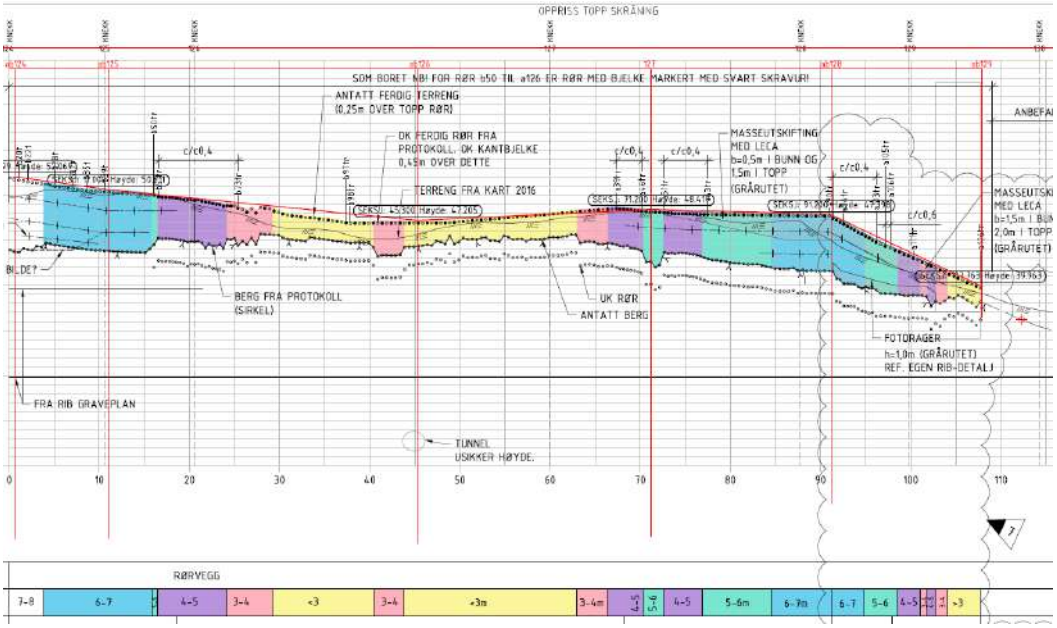
Spunten langs Enebakkveien er permanent og er dels en kraftig AZ spunt og dels rørvegg.



Figur 20: Skisse avstivningskonstruksjoner

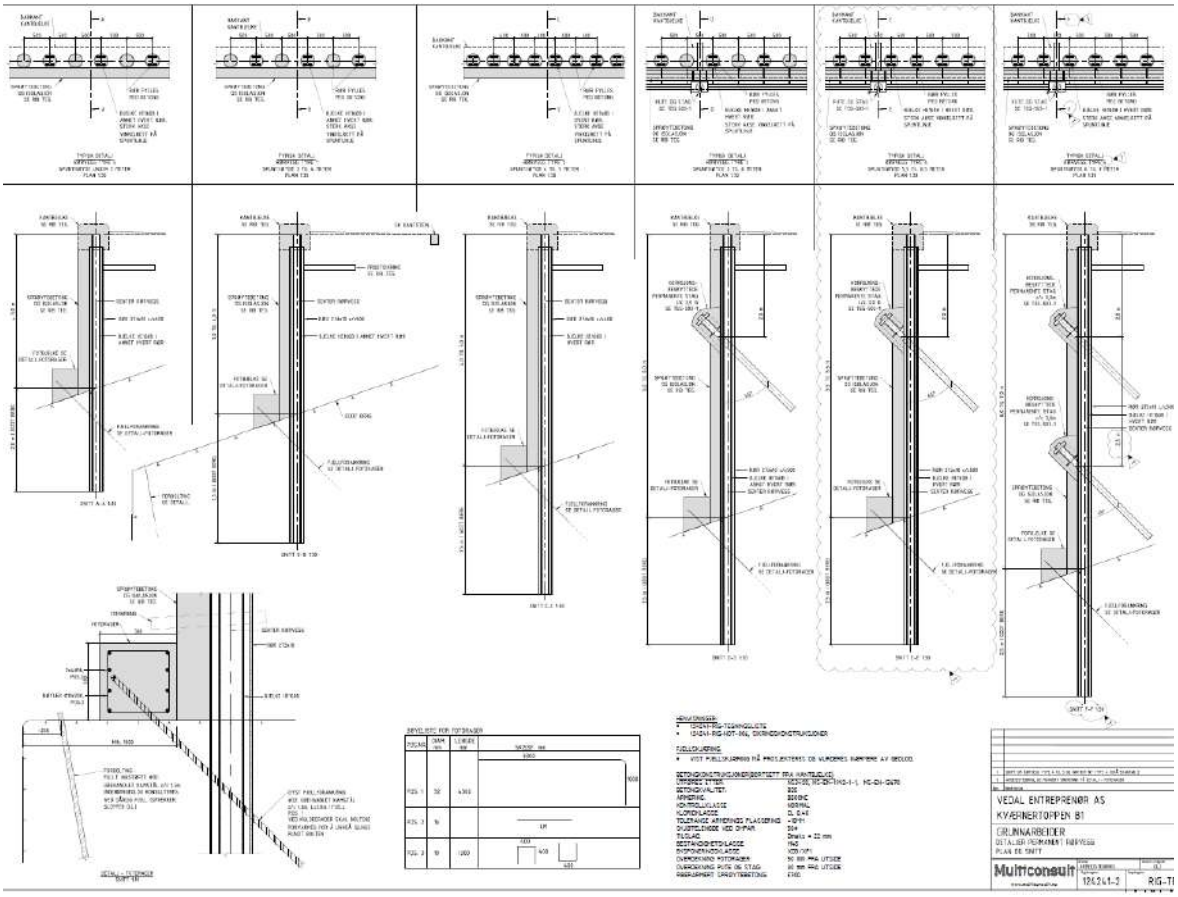
Strekningen langs Enebakkveien var preget av forholdsvis store variasjoner i dybder til berg, stedvis var det stort avvik fra hva som var forutsatt i prosjektering. Dette krevde omprosjektering underveis etter hvert som protokollene fra rørveggen kom inn. Rørveggen ble dermed utført med 1, 2 og 3 stagrader samt som uavstivet rørvegg på delstrekninger.

Det ble behov for masseutskifting på bakside av spunten langs Enebakkveien med EPS samt etablering av en massiv forankret fotdrager der hvor dybder til berg viste seg å være større enn forutsatt under prosjekteringen.



Figur 21: Oppriss med fargekoder for høyde rørvegg til grunnlag for omprosjektering

Figur 22 viser utførelsen av rørveggen for ulike høyder. For høyder opptil 4 m står rørveggen på utkraging og er forsterket med HEB-profiler, dels i annethvert rør og dels i hvert rør. For høyder mellom 4 til 7 m er rørveggen avstivet med ankerstag i henholdsvis 1 og 2 rader. Senteravstand mellom rørene varierer fra 0,4 til 0,5 m avhengig av høyden på veggen og hvordan den er avstivet.



Figur 22: Utførelse rørvegg for varierende høyder

Figur 23: Oversiktsbilde byggegrop

Figur 24: Store høydeforskjeller, brakkerigg på toppen

Figur 25: 8 m høy uavstivet rørvegg, avlastning langs topp vegg

FELT A3 - FRESERVEIEN 1/OSLO K

Felt A3, også kjent som Freserveien 1 eller Oslo K, som er henholdsvis adresse og salgsnavnet, er et av de siste byggetrinnene i området som er kjent som Kværnerbyen. Oslo K skal bli et næringsbygg med 30 000 m^2 kontorareal i tillegg til 10 000 m^2 som går til parkering, service og teknikk.

OBOS er byggherre, Arcasa er arkitekt og Veidekke er totalentreprenør. Multiconsult Norge AS ble engasjert som geoteknisk og ingeniørgeologisk rådgiver. Grunnarbeidene ble utført av Kynningsrud, FAS og Dmix.

Figur 26: Oslo K, E6 i forkant

BAKGRUNN

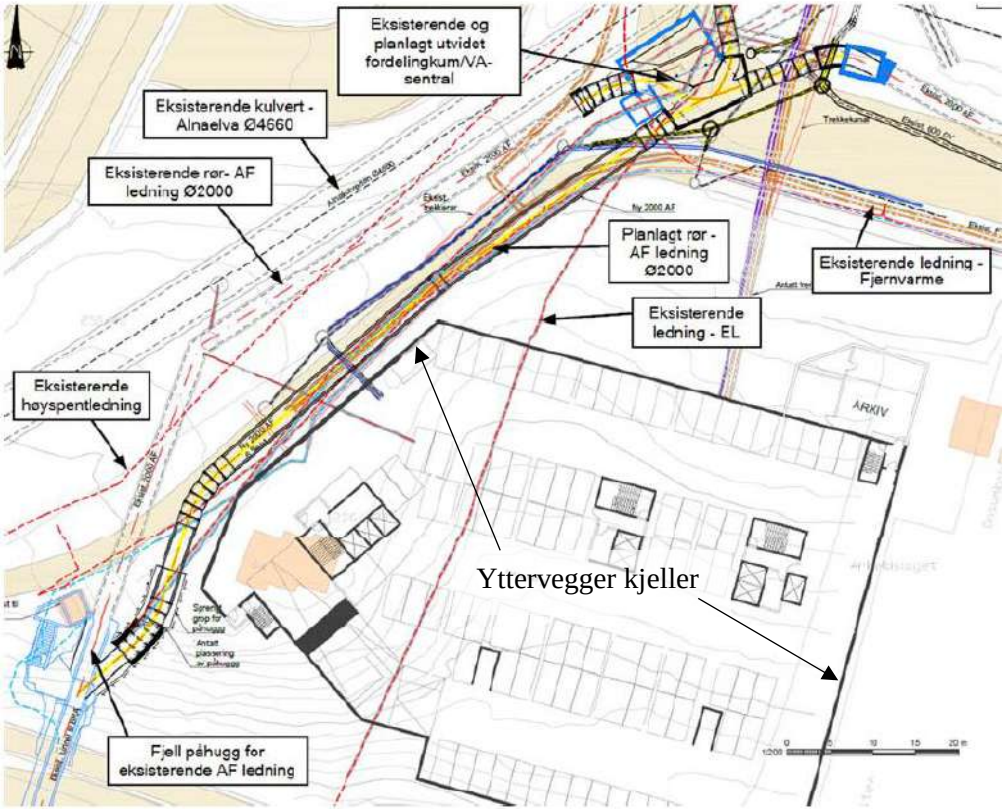
Prosjektet

Tomten er en av de mer krevende i Kværnerbyen. Det er grenser tett opp mot Konwosgate i sør, mot byggetrinn B5 i øst, mot Freserveien i nord og mot E6 i vest. I tillegg er det store forekomster av kvikkleire på tomten, og det ligger to store avløpsrør/kulvert tett inntil planlagt byggegrop mot vest; en 2000 mm AF–ledning (Avløps Felles) og Ø4660 Lodalselva. Disse ledningene går fra overløpskummen i Freserveien, forbi tomten og inn i bergtunneler under Konowsgate.

Oppdraget omfattet utførelse av supplerende grunnundersøkelser, prosjektering av permanente og midlertidige støttekonstruksjoner, kalksementstabilisering og stålkjernepeler.

Bygget har to kjeller etasjer og opptil 11 etasjer over bakken. Terrenget på tomten skråner fra Konowsgate ned til Freserveien. Høydeforskjellen på tomten fra topp til bunn er ca. 21 m. Hele fotavtrykket skal etableres på samme nivå som medfører at byggegropen skjærer kraftig inn i terrenget. I bakkant mot Konowsgate er det etablert bergskjæring på opptil 20 m og spunthøyder opptil 10 m på topp bergskjæring.

Prosjektet ble i løpet av starten av 2017 utvidet til også omfatte etablering av ny AF ledning parallelt med eksisterende ledning og ombygging av eksisterende overløpskum. VAV var byggherre for dette prosjektet, med Veidekke som utførende entreprenør. Byggegropen ble utvidet mot vest og forlenget mot Freserveien.



Figur 27: Eksisterende og planlagt hovedføring

Grunnforhold

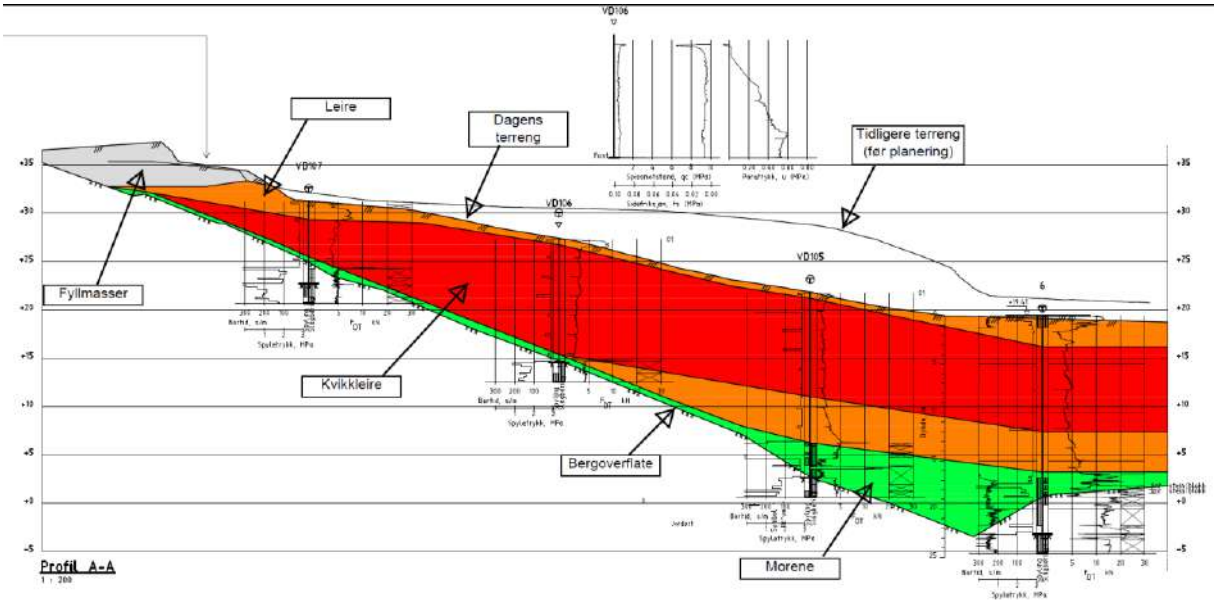
Tomten, som utgjør felt A3 i Kværnerbyen, har jevn helning mellom 1:5-1:6 fra Konowsgate (kote 36) til Freserveien (kote 20). Opprinnelig hadde tomten en helt annen topografi. Midt på tomten var det brattere skråning med helning ca. 1:2 og 10 m høydeforskjell. I forbindelse med utbygging av Freserveien i 2011 ble høyden tatt ned til dagens helning for å ivareta stabiliteten til skråningen.

Løsmassene på tomten består hovedsakelig av kvikkleire. Tidligere var det lag av ikke-sensitiv leire over, men denne ble fjernet i forbindelse med planeringen og kvikkleiren ligger derfor omtrent i terreng. I dybden er det ikke-sensitiv leire og morene. Dybden til berg varierer fra 3 m opp mot Konwosgate i sør og til 25 m ved Freserveien i nord. Kvikkleiren avtar mot Konowsgate hvor også dybden til berg blir mindre.

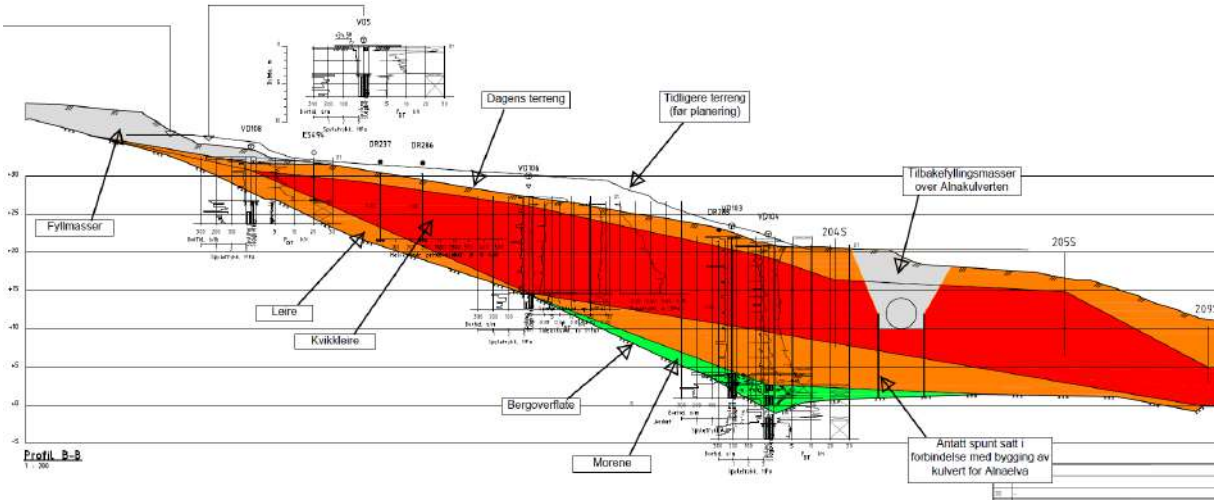
Leiren/kvikkleirens styrkeegenskaper ble bestemt rutine- og treaks forsøk samt CPTU-sonderinger. Generelt ble det funnet middels fast leire med fasthetsøkning i grunnen som tilsvarer $0{,}33*p'_0$, friksjonsvinkel mellom 25-27^0 og attraksjon på ca. 10 kPa.

Poretrykksmålere på tomten viser at grunnvannet varierer fra 2-4 m sentralt på tomten til 8 m under terreng i bunn av skråningen ved Freserveien. Det dype grunnvannsnivået kan skyldes kulverten for Lodalselven som går vest for tomten hvor det er tilbakefylt med grove masser.

I vestre del av tomten, langs gang- og sykkelveien, er det et område med inntil 4 m fyllmasser i spuntlinjen. Sonderinger og prøvetakning i området viser at fyllmassene består vekselvis av faste steinmasser, fast tørrskorpeleire og, som avdekket under utgraving, av leca kuler.



Figur 28: Terrengsnitt fra Konowsgate til Freserveien



Figur 29: Terrengsnitt fra Konowsgate mot E6

DETALJPROSJEKTERING

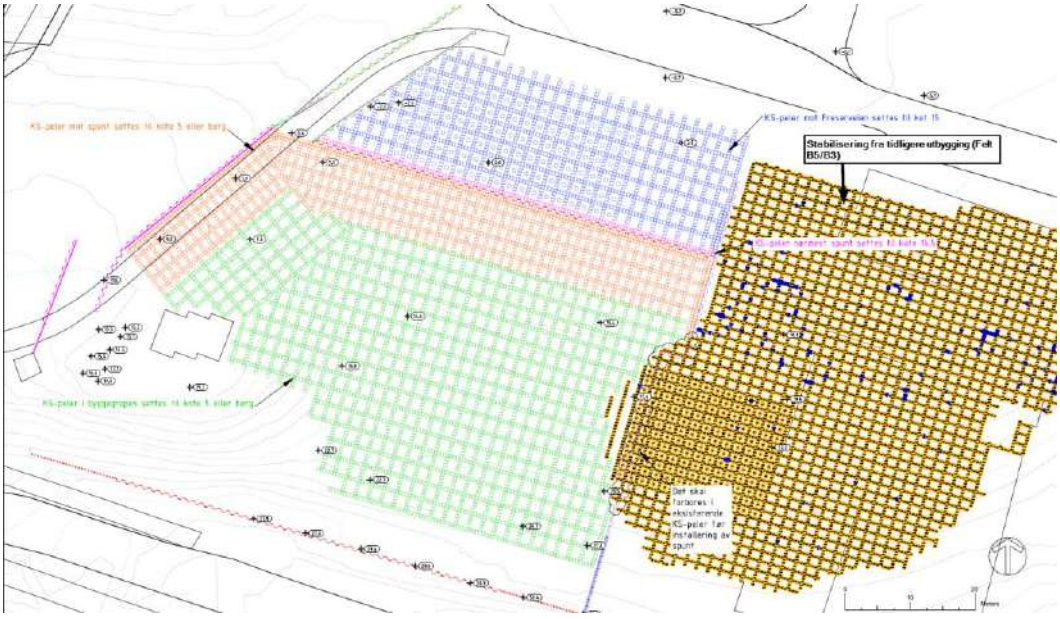
Kalksement stabilisering

For å grave ut tomten måtte det gjøres tiltak for å sikre stabiliteten av kvikkleiren. Det ble derfor utført systematisk stabilisering i hele gropa med sement/Multicem. Dette var også blitt utført for nabobyggetrinnet, felt B3/B5 som AF hadde.

Pelemønsteret ble justert avhengig av hensikten med stabiliseringen. I områder hvor det ble stabilisert av konstruktive årsaker (mothold spunt) var det gittermønster med c/c=2 m, mens i områder hvor det ble brukt for å sikre stabilitet eller forenkle anleggsarbeider var c/c=2,5 m. I tillegg ble det inntil spunt satt ekstra peler for å sikre godt mothold. Det ble brukt samme innblandingsmengde for alle peler.

I utgangspunktet ble det vurdert høyere innblanding for konstruktive peler (mothold for spunt), men etter diskusjon med Veidekke ble man enige om heller å justere dekningsgraden. Det ble derfor benyttet 90 kg/m^3 for alle peler.

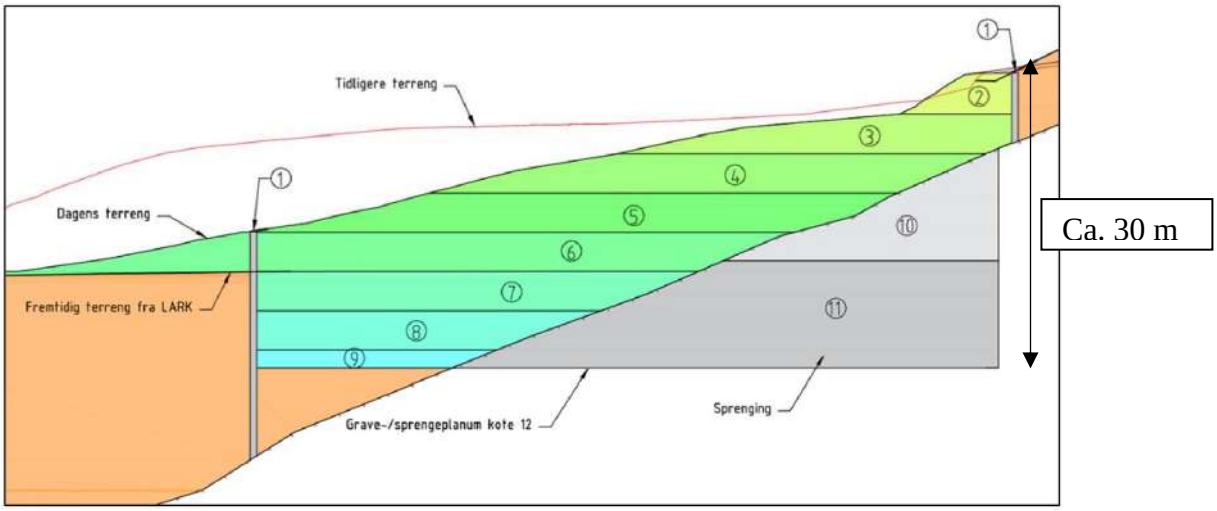
Valg av bindemiddel var også et tema som ble diskutert med Veidekke. Erfaringer fra tidligere prosjekter har indikert at Multicem gir mindre stivhet og mer deformasjon i forhold til om kalk benyttes. Det var store forekomster av kvikkleire på tomten og kontroll av deformasjoner var viktig. Derfor var det i utgangspunktet ønske om å benytte kalk/sement. Etter diskusjon med Veidekke og deres underentreprenør Dmix ble det besluttet å benytte Multicem.



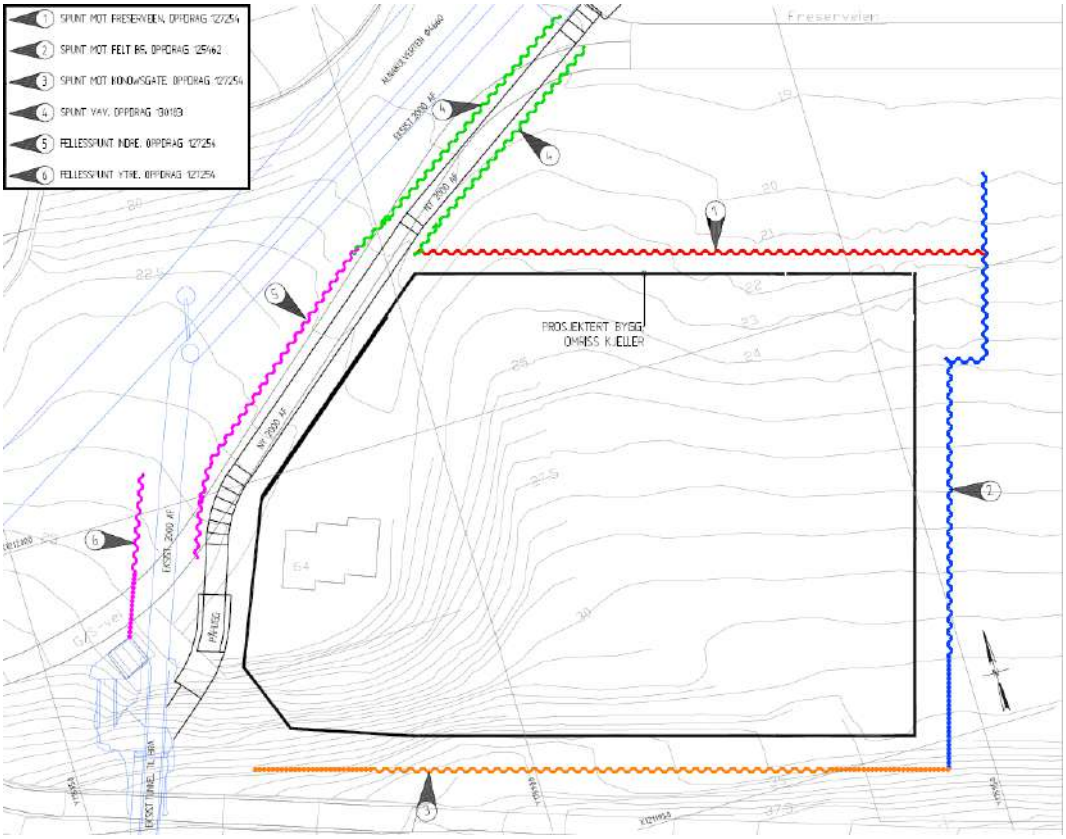
Figur 30: Stabiliseringsplan for byggegropen A3 og tidligere byggetrinn B3/B5

Sikringskonstruksjoner

For å etablere byggegropen måtte det settes sikringskonstruksjoner rundt hele byggegropen. I øst grenser prosjektet mot byggetrinn B3/B5. I sør grenser det mot Konowsgate, som er en viktig ferdselsåre for trafikken fra Ekeberg. I vest grenser det mot E6 og i nord mot Freserveien hvor 32-bussen går.



Figur 31: Snitt fra Konowsgate til Freserveien med sekvensnummerering for etablering av byggegrop (spunt, graving og sprengning)

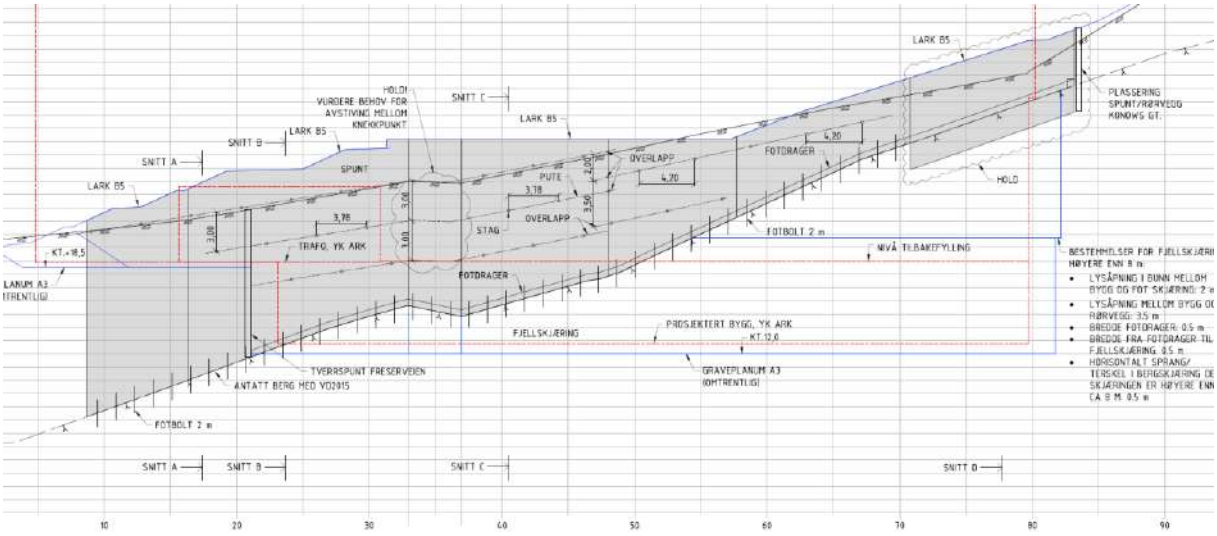


Figur 32: Plantegning av sikringskonstruksjoner. Spunt 2, 3, 5 og 6 skal utføres som permanente konstruksjoner

Kun de to nedre parkeringskjellere skulle utføres plasstøpt og vanntett. Øvrige vegger er prefabrikkerte. Som følge av dette, var tilbakefylling begrenset til de to nedre kjelleretasjene. På grunn av at det bygges inn i en skråning får bygget to kjelleretasjer mot Freserveien og seks kjelleretasjer mot Konowsgate. Dette medførte at støttekonstruksjonen mot øst, sør og delvis i vest ble utført som permanente konstruksjoner. Som hovedprinsipp ble det valgt å benytte bakforankret Z-spunt i områder med mer enn 4 m oppstøttingshøyde. Der hvor oppstøttingshøyden var inntil 4 m, og det var ikke-sensitiv leire, ble det benyttet uavstivhet rørvegg. I tillegg ble det benyttet stagforankrede rørvegger i vest på grunn av store mengder

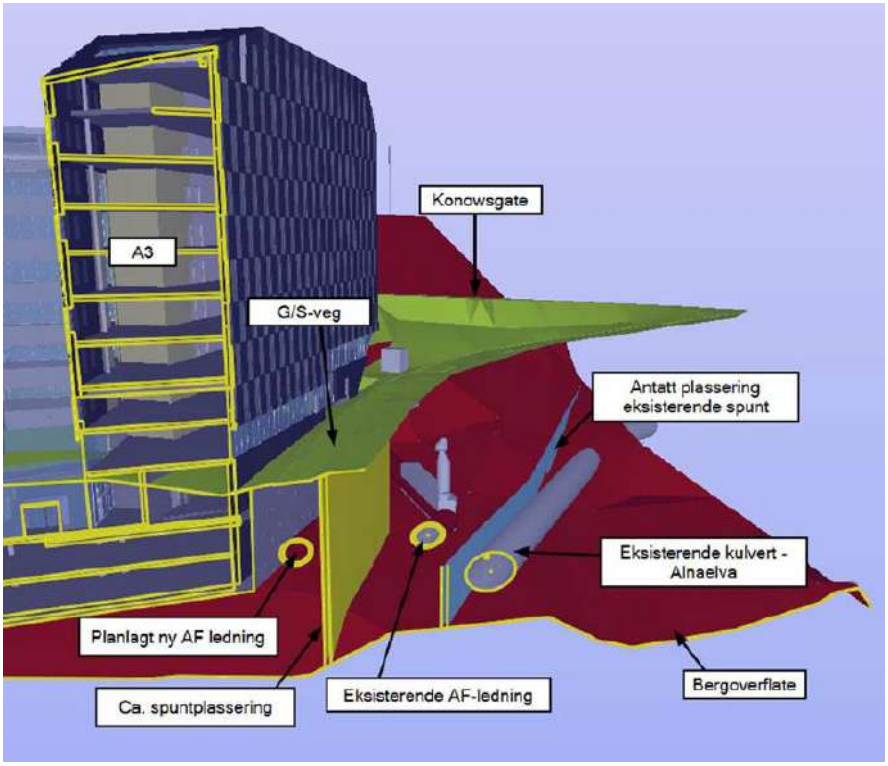
fyllmasser/grove masser. Permanente spunter ble etablert med 1 til 3 stagrader avhengig av oppstøttingshøyden.

Oppstøttingshøyden varierer fra 4 til 13 m. I øst og vest måtte det utføres forgraving/masseutskifting i spuntlinjen på grunn av fyllmasser og tidligere kalksementstabilisering. Alle spunter i byggegropen ble satt til berg, og med unntak av spunten mot Freserveien i nord ble bergfoten avdekket etter utgraving. Denne ble sikret med fotdrager siden det ble sprengt videre ned i berg. Bergskjæringen foran spuntfot var opptil 20m høy.



Figur 33: Oppriss av permanente spunt- og rørvegg mot øst

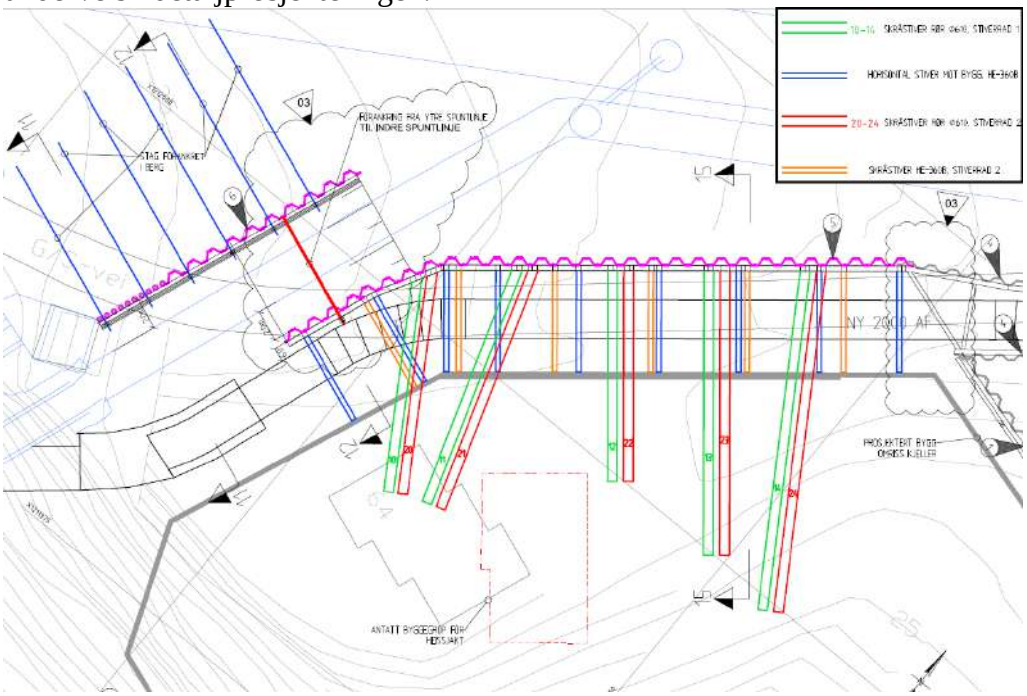
Mot vest ble spunten sikret med en kombinasjon av utvendig og innvendig forankring. På grunn av eksisterende AF-ledning og Alnakulverten kunne det ikke benyttes utvendige stag i nordlig del av spuntlinjen. Samtidig så kan det ikke benyttes innvendig avstivning i sørlig del av spuntlinjen på grunn av plassproblemer ved bergpåhugget for den nye AF-ledningen. Løsningen ble derfor å benytte en kombinasjonsløsning med en indre og ytre spuntlinje. Indre linje ble sikret ved innvendige rørstivere, mens ytre ble sikret med utvendige stag. For å få plass til utvendige stag måtte ytre spuntlinje plasseres på utsiden av eksisterende AF-ledning og man fikk dermed to spuntlinjer som ble lagt parallelt i overlapp med graveskråning imellom.



Figur 34: Snitt av byggegropen mot vest med planlagt og nye VA-føringer

Ytre spuntlinje ble utført delvis med rørvegg og delvis med rammet spunt. Det ble brukt boret rørvegg mot berget i sør for å sikre godt bergfeste i området hvor spuntfoten skulle avdekkes og hvor man forventet grove steinmasser.

Indre spuntlinje ble utført kun med Z-spunt og innvendige stivere (Ø600). For å sikre tilstrekkelig sikkerhet under utførelsen, måtte det i tillegg til rørstivere utføres avlastning bak spunten. Lengde og plassering av stiverne ble bestemt av flere forhold og ble også endret underveis i detaljprosjekteringen.



Figur 35: Plantegning av endelig design av innvendig avstivning til spunten mot vest

Lengste stiver ble ca. 22 m. I utgangspunktet var det prosjektert med vinkelrett avstivning av veggen (90 grader angrepsvinkel). Underveis i detaljprosjekteringen måtte stiversystemet tilpasses heissjakter og søyleplasseringer i bygget. Denne tilpassingen krevde at seks av stiverne ble satt med inntil 60 grader angrepsvinkel på spunten. Dette medførte mer krevende prosjektering og utførelse av knutepunktene. Prosjektering av stålknutepunktene ble utført av RIB i Multiconsult.

Figur 36: Ferdig etablerte stivere. Armering for etablering av bunnplate pågår. Detalj av innfestning til pute

Permanente støttekonstruksjoner

Prosjektering og utførelsen er som kjent mer komplisert for permanente spuntkonstruksjoner enn midlertidige. Man må ta hensyn til korrosjon i levetiden eller sørge for hensiktsmessige måter å etablere korrosjonsbeskyttelse på kritiske elementer. Prinsippene som ble valgt i dette tilfellet var prosjektering med korrosjonsmonn på spunt, mens stag, staghoder og puter ble påført sprøytebetong. Uavstivhet rørvegger ble påført sprøytebetong på synlig flate.

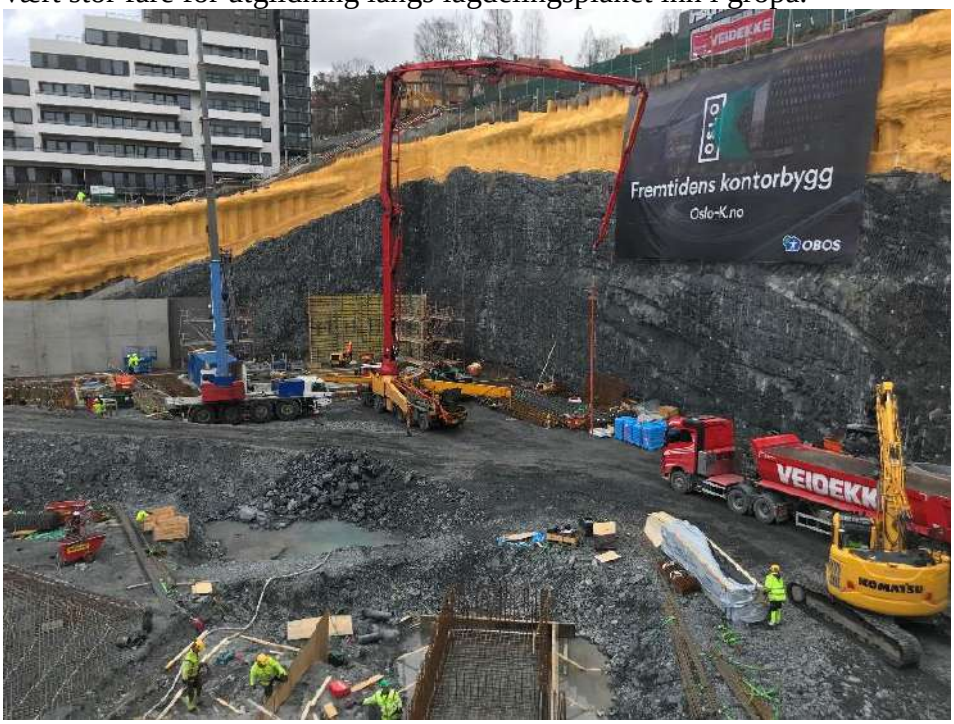
Frostsikring

Frostsikring av løsmasser bak sikringskonstruksjonene ble ivaretatt i alle faser. Basert på erfaring fra tidligere prosjekt ble det foreslått bruk av XPS-plater med påført sprøytebetong. XPS-platene festes til sikringskonstruksjonen med påsveiste armeringsjern. Veidekke etterlyste en enklere metode da den foreslåtte metoden krevde mye arbeid i høyden i områder med vanskelig tilkomst. Det ble foreslått flere alternativ, forslaget som ble valgt var å benytte sprayisolasjon (polyuretan) som kan påføres fra lift. Arbeidene, som omfattet 1500 kvm spuntvegg, ble utført i løpet av 2,5 dag.

Figur 37: Påføring av sprayisolasjon (polyuretan) (bilde hentet fra FB-side til ISO Norge)

Ingeniørgeologi

Bergskjæringen mot Knowsgate har høyde på inntil 20 m. Berggrunnen består av leirskifer og knollekalk med strøkretning NØ-SV. Skiferen står med 60^0 grader fall inn i byggegropen. Dette betydde at uten systematisk sikring av skjæring og forbolting før utsprengning, ville det vært stor fare for utglidning langs lagdelingsplanet inn i gropa.



Figur 38: Innerste del av byggegropen mot Konwosgate. Det er ca. 30 m fra bunn av gropen til overkant spunt

FELT F1 - KVÆRNERDAMMEN

Kværnerbyen felt F1, også kjent som Kværnerdammen, består av et boligkompleks på inntil 7 etasjer samt 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 er utført av AF Gruppen som en totalentreprise. Multiconsult Norge AS har hatt oppdraget som geoteknisk rådgiver for AF Bygg Oslo.

Figur 39: Byggegrop med arbeidsplattform og spunt for Kværnerdammen. Overliggende gang og sykkelvei vises i høyre bildekant.

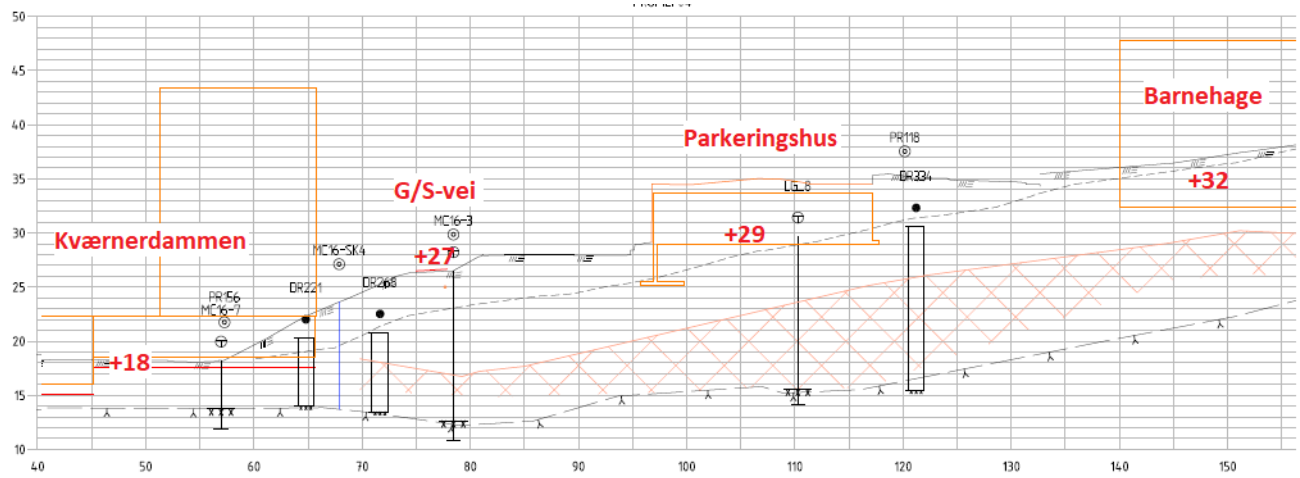
TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Endelig terreng omkring nytt bygg samsvarer med eksisterende terrengnivå før utbygging, og ligger på omtrent kote +18. Terrenget går fra et relativt stort flatt platå i Kværnerbyen inn i en trinnvis relativt bratt skråning mot syd-øst opp mot Kværnerparken på ca. kote +45. Relativt tett på tomten ligger det en langsgående gang- og sykkelvei (G/S-vei) på ca. kote +27, deretter følger et direktefundamentert parkeringshus som ligger rett på nedsiden av en direktefundamentert barnehage. Generelt stiger terrenget fra i underkant av 30 høydemeter over ca. 150 m, med lokalt bratte partier med helning opp mot 1:1,5. Figur 42 viser plassering av de ulike byggene i plan, og skisserer terrenget omkring.

Grunnforholdene i området er varierende. I bunn av skråningen og på det flate platået er det begrenset dybde til berg (ca. 5 m), og løsmassene består hovedsakelig av fyllmasser. Opp i skråningen består løsmassene hovedsakelig av tørrskorpe over en fast siltig leire, som igjen er overliggende et lag med sensitiv leire/kvikkleire. Mektigheten på de ulike lagene varierer langs skråningen, og ca. midt på byggegropen domineres løsmassene av relativt faste fyllmasser som ble brukt til igjenfylling av en eldre ravinedal tilbake på slutten av 1970-tallet. Øst og vest for den gjenfylte ravinedalen er det økende mektighet av sensitiv/kvikkleire, og generelt blir leiren mer og mer sensitiv syd-vest i skråningen.

Poretrykksmålinger indikerer at grunnvannstanden i skråningen ligger ca. 3-4 m under terreng. Det er likevel lokale variasjoner, og poretrykksmålerne i nedre del av skråningen og platået viser noe poreundertrykk med dybden. Poretrykket i denne delen av skråningen er

antatt påvirket av drenerende fyllmasser i kombinasjon med Loelva som er lagt i kulvert under området.



Figur 40: Typisk snitt gjennom skråningen (spuntlinjen markert med blå strek til høyre for bygg)

Figur 41: Fugleperspektiv hentet fra Google maps, spuntlinje indikert med rød strek, G/S-vei, parkeringshus og barnehage synlig til høyre for spuntlinjen

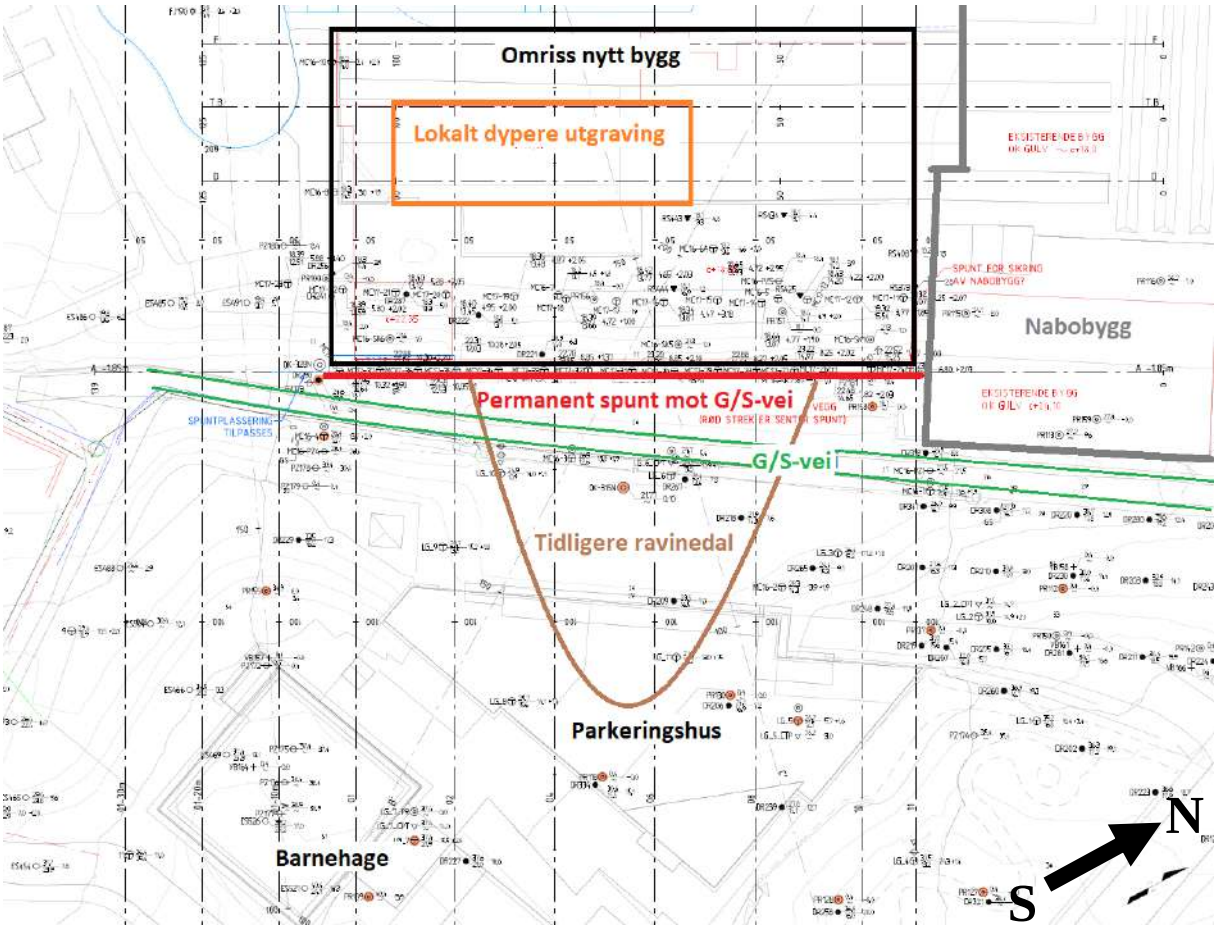
GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER

De geotekniske problemstillingene i prosjektet som dekkes av foreliggende artikkel er:

- Vurdering av midlertidig og permanent stabilitet
- Utgraving for parkeringsetasje inn i bunn av eksisterende kvikkleireskråning
- Permanent sikringskonstruksjon for å ivareta krav til skråningsstabilitet
- Seismisk dimensjonering av permanent sikringskonstruksjon
- Oppfølging og kontroll av utførelsen, samt overvåkning i byggefasen

Nærmere detaljer omkring områdestabilitetsvurderinger for kvikkleiresonen i området er gitt i innledende kapitler om Kværnertoppen.

Sikringskonstruksjonen for utgravingen av Kværnerdammen var i seg selv enkel. Tilnærmet rett spunt, kun supplert av liten tverrspunt i den nordre enden, med begrenset lengde (ca. 60m). Utgravingshøyden var også begrenset til i størrelsesorden 5 m. Figur 42 illustrerer spuntlinjen i plan sammen med tilstøtende bygg og terreng. Det var først og fremst krevende stabilitet og grunnforhold som gjorde sikringskonstruksjonen på Kværnerdammen spesiell. En rekke av disse forholdene er nærmere beskrevet i etterfølgende kapitler.



Figur 42: Plantegning som viser plassering av nytt bygg, spuntlinje, omkringliggende bygg og indikerer utstrekning av gjenfylt ravinedal

ANLEGGSTEKNISKE VALG OG LØSNINGER – ARBEIDSGANG

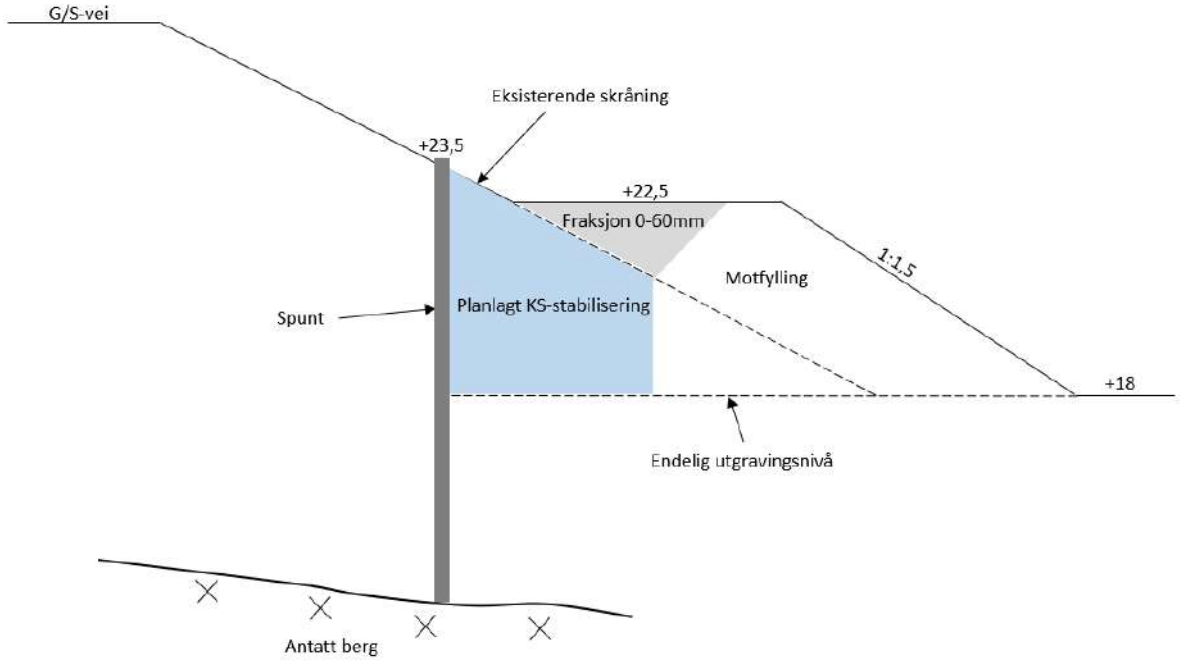
Endelig løsning for midlertidig og permanent sikring av byggegropen mot skråningen endte opp i følgende:

- Midlertidig motfylling/arbeidsplattform i foten av skråningen
- Kalk-sement stabilisering av nedre del av skråningsfoten (på innsiden av sikringskonstruksjonen)
- Permanent spunt

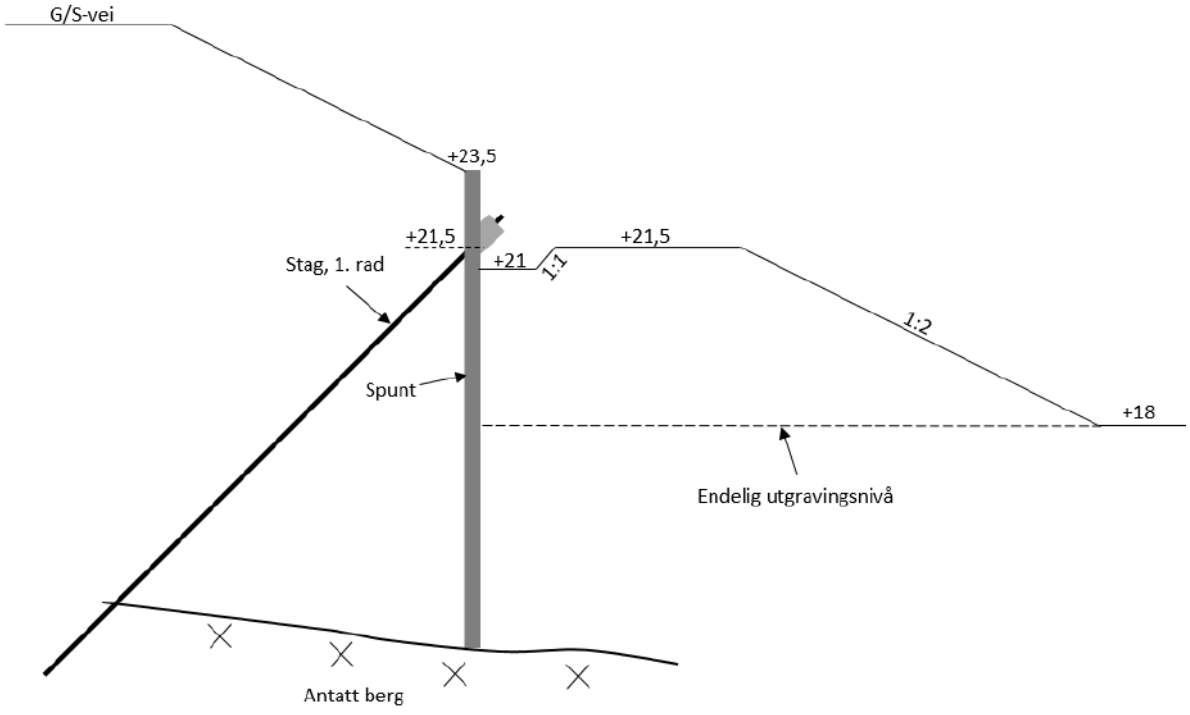
Overordnet var arbeidsgangen som følger:

1) Etablering av motfylling/arbeidsplattform
2) Etablering av sikringskonstruksjon (ramming av spunt)
3) Kalk-sement stabilisering (KS-stabilisering)
4) Seksjonsvis utgraving langs spuntlinjen
5) Installasjon av to nivåer med forankringsanker, samt graving i tre nivåer

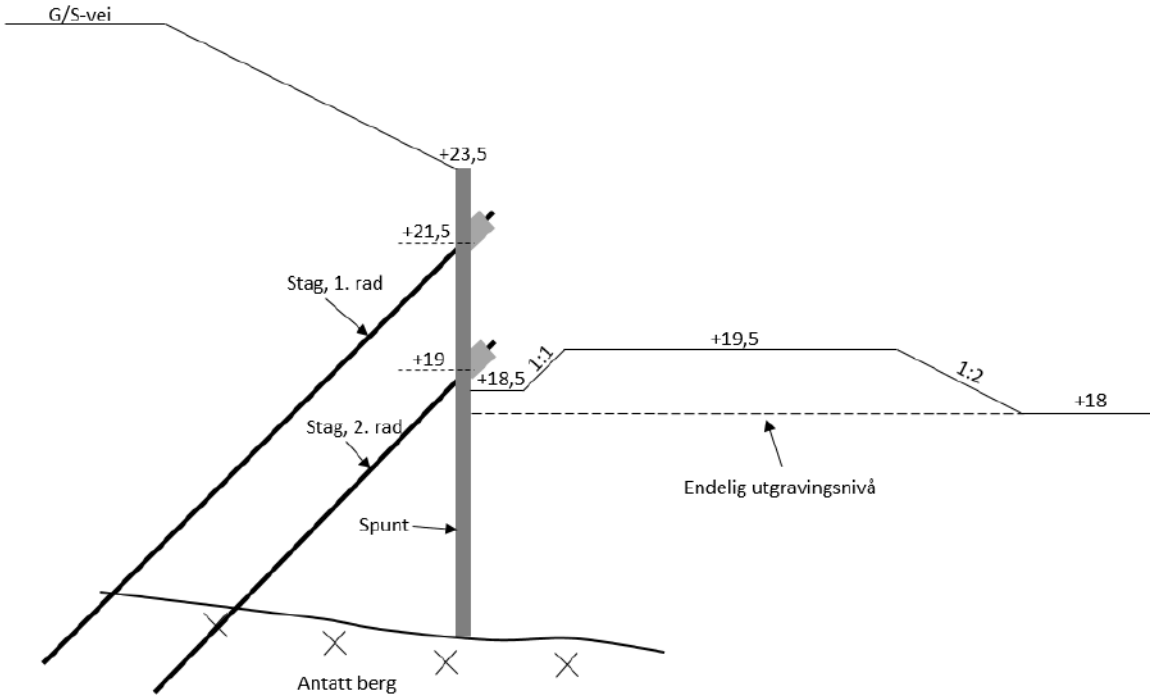
Figurene under viser en idealisert arbeidsgang for de innledende arbeidene.



Figur 43: Etablering av motfylling/arbeidsplattform for spuntramming og KS-stabilisering



Figur 44: Første gravefase og installasjon av ankerrad nivå 1



Figur 45: Andre gravefase og installasjon av ankerrad nivå 2 (etter oppspenning av andre ankerrad ble endelig utgraving til kote +18 utført)

SPESIELLE FORHOLD I GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Midlertidig og permanent stabilitet

På tross av tidligere utredning av områdestabilitet, samt tilhørende tiltak utført i forbindelse med anlegging av G/S-vei på oversiden av tomten, så avdekket supplerende grunnundersøkelser og terrengmodeller avvik i tidligere prosjekteringsgrunnlag. I tillegg ville planlagte arbeider med utgraving av skråningsfot innvirke på tidligere vurderinger. Det var derfor nødvendig å vurdere både midlertidig og permanent stabilitet, spesielt med tanke på å sikre tilstrekkelig lokalstabilitet i bunn av skråningen. Sistnevnte var avgjørende for å ivareta områdestabilitet gjennom å forhindre en mulig skredutløsende hendelse i skråningsfoten.

Midlertidig lokal- og områdestabilitet ville gjennom utgraving (avlastning) av skråningsfot i utgangspunktet bli redusert uten tilhørende mottiltak. Andre effekter som poretrykksoppbygning, vibrasjoner og utvasking av løsmasser ifm. pele- og ankerboring medføre ytterligere forverring av stabiliteten. Før den permanente spunten var på plass var det derfor behov for å innføre kompenserende tiltak gjennom etablering av motfylling (fungerte også som arbeidsplattform for spuntarbeidene), kalk-sement stabilisering (også syd-vest for spuntlinjen), etablering av måleprogram for oppfølging underveis i arbeidene og seksjonsvis utførelse av arbeidene langs spunten.

For permanentfasen er stabiliteten av skråningen ivaretatt, men helt avhengig av spunten. Dette medførte behov for en ekstra robust spunt. Det generelle sikkerhetsnivået ble derfor bestemt løftet noe over minstekravene i Eurokode (γ_m>1,5)

Valg av kritisk/representativt snitt

Som beskrevet i innledende kapitel om topografi/grunnforhold, utgjorde gjenfylt ravinedal en utfordring mtp. valg av et representativt kritisk beregningsprofil. Ravinedalen dekket sentrale deler av spuntlinjen, mens områdene som var ansett som mest kritisk og hadde størst mektighet av sprøbruddmateriale/kvikkleire lå i enden (nord og syd) av spunten. Da

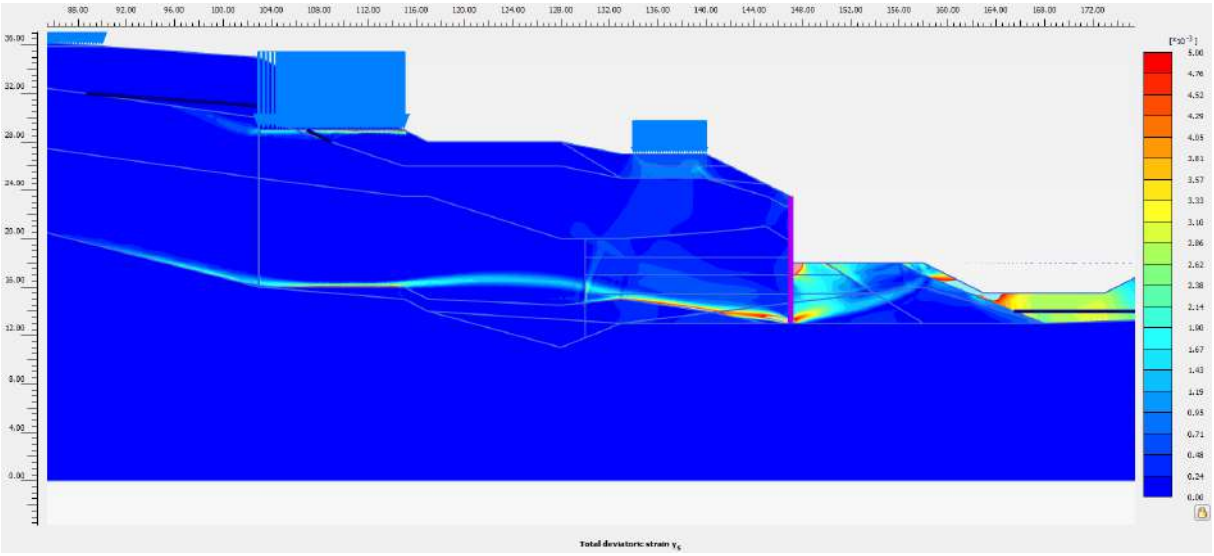
spuntlinjen tross alt var relativt begrenset ift. de topografiske variasjonene, ble det derfor kun anlagt ett beregningsprofil for elementmetodeanalyser. Profilet ble lagt til området med antatt kritisk topografi, mens lagdelingen ble justert ift. den reelle lagdelingen i det aktuelle snittet slik at den skulle representerte et antatt konservativt gjennomsnitt langs spuntlinjen.

Deformasjons- og tøyningskriterier

Et tilleggsaspekt utover strengt krav til stabilitet som ble vektlagt i dimensjoneringene var deformasjons- og tøyningskriteriet. Det ble derfor vektlagt best mulig modellering av stivhets- og deformasjonsoppførsel til løsmassene, spesielt sensitiv leire, hvor fokuset lå på å kontrollere at forventet deformasjon ikke ville medføre strain-softening i materialet.

Tolkning av deformasjonsparametere og stivhetsoppførsel basert på laboratorieforsøk (aktive og passive treaksialforsøk og ødometerforsøk) la grunnlaget for valg av parametere og jordmodeller. Det ble brukt NGI-ADP modellen i Plaxis for å modellere udrenert oppførsel av leire. Tilpasning av inputparametere med soil-test funksjonen i Plaxis mot tilgjengelige laboratorieforsøk ble aktivt benyttet for å sikre overenstemmelse mellom forsøk og modellen(e).

Tillatt deformasjon- og tøyning ble bestemt basert på kombinasjon av empirisk data for norsk kvikkleire samt stedspesifikke treaksialforsøk. Beregningsmessig kontroll av tøyninger ble utført i modellen (Figur 46), og sammen med sensitivetsstudier, ble deformasjonskriteret for spunten bestemt. For å redusere tøyninger i sensitiv leire, og forhindre potensiell strain-softening, ble det satt et krav om at horisontaldeformasjoner på spunten ikke skulle overstige 1,7 cm. Beregningsmessige deformasjoner for spunten var svært små (1,1 cm) og tilsvarte ca. 0,2 % av utgravingshøyden.



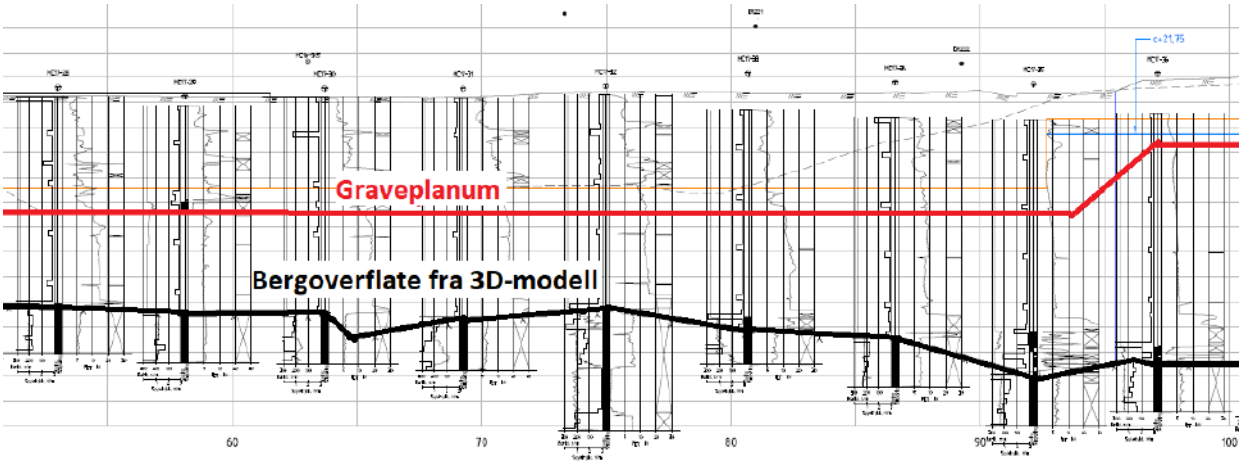
Figur 46: Illustrasjon av skjærtøyninger i siste fase. Utviklingen av en skjætøyningsflate i nedre del av kvikkleiren i overgangen mot morene/berg bak spuntkonstruksjonen kan sees (skjærtøyninger på byggegropssiden er ikke reelle bl.a. pga. avvik mellom modell og grunnforhold/KS-stab.).

Valg av sikringskonstruksjon – supplerende grunnundersøkelser

Da modellen indikerte at det kritiske området for konstruksjonen lå ned mot overgangen mellom morene/berg, var reelle valgmuligheter mtp. sikringskonstruksjon mer begrenset. Sekantpelevegg- og slissevegg ble begge lagt bort av kost- og fremdriftsforhold. Det ble derfor besluttet å gå for enten en robust sikringskonstruksjon med en forankret AZ-spunt eller en forankret rørspunt.

I samråd med entreprenøren ble det besluttet å utføre supplerende totalsonderinger for ca. hver 5 m i spuntlinjen i etterkant av at arbeidsplattformen (motfyllingen) var på plass. Hensikten med dette var å verifisere at bergoverflaten var relativt flat, samt at det ikke var stort innslag av morenemasser over berg i spuntlinjen. Under disse forutsetningene, samt streng kontroll i utførelsen både for spuntramming og fotboltinstallasjon, ble AZ-spunt vurdert som gjennomførbart.

Det ble ikke påtruffet morenemasser over berg i kritisk område/omfang som påkrevde forboring i spuntlinjen. Likevel ble rørspunt holdt åpent som alternativ dersom større variasjon skulle påtreffes, eller dersom det ble problemer med å sikre spuntfoten under utførelsen. Spesielt fokus ble lagt på oppfølging og registrering av gliper mellom spunt/berg. Maksimalt tillatt glipe mellom spunt og berg ble satt til 10 cm.



Figur 47: Utsnitt fra opptegning av bergoverflaten fra 3D modell basert på sonderingene i spuntlinjen

Permanent konstruksjon – levetidsbetraktninger

Siden spunten var av permanent art, og ansett som helt avgjørende for å opprettholde tilfredsstillende krav til områdestabilitet, ble dimensjonerende levetiden for spuntkonstruksjonen økt til 100 år (resten av prosjektet opererte med 50 år). Korrosjonsmonn i kombinasjon med korrosjonsbeskyttelse av puter og ankerhoder i form av sprøytebetong ble benyttet. For kritiske elementer uten mulighet for dobbel korrosjonsbeskyttelse ble det lagt inn ekstra robusthet i prosjekteringen. Dette gjaldt spesielt elementer som etter bygging ville være utilgjengelig for inspeksjon og vedlikehold, f. eks. fotbolter. Beregningsmessig var det tilstrekkelig med én fotbolt per spuntbuk, men det ble bestemt å installere to fotbolter i hver spuntbuk for økt robusthet.

Jordskjelv – seismisk dimensjonering

I henhold til Eurokode 8 skal den permanente spunten dimensjoneres for jordskjelv. På grunn av kvikkleire/sensitiv leire faller konstruksjonen innenfor grunntype S2 iht. Eurokode 8. Det stilles dermed krav til stedsspesifikke analyser. For Kværnerdammen F1 ble det til slutt utført fullverdig dynamisk tidshistorieanalyse i Plaxis for hele systemet (jord og spunt). På denne måten ble det påvist tilstrekkelig stabilitet under jordskjelv. Gitt at deformasjoner og tøyninger var innenfor akseptable nivåer ble det tillatt full utnyttelse av enkelte komponenter underveis i analysen. Kapasitetskontroll og dimensjonering av øvrige komponenter i systemet som f. eks. anker, fotbolter og spunt ble også utført basert på disse analysene.

OPPFØLGING I BYGGEFASEN

Med bakgrunn i prosjektets totale risikobilde (lav sannsynlighet, men ekstrem konsekvens ref. overliggende barnehage osv.), ble det besluttet at det var behov for tett oppfølging av kritiske elementer i grunnarbeidene underveis i byggefasen. Dette inkluderte også et relativt omfattende måleprogram for automatisk logging og varsling av ulike elementer som f.eks. poretrykk, vibrasjoner, deformasjoner og last. En kort beskrivelse av de viktigste elementene med noen erfaringer og eksempler følger under.

Oppstartsmøter med utførende

Før oppstart av hver delprosess ble det avholdt oppstartsmøter med totalentreprenør, prosjekterende og utførende underentreprenør. Her ble forutsetninger for prosjekteringen, arbeidstegninger, prosedyrer og kritiske elementer i utførelsen gjennomgått og diskutert i plenum. Ved behov var også uavhengig kontrollør for utførelsen tilstede i møtene. Oppstartsmøtene fungerte godt og fikk belyst eventuelle uklarheter ved planlagt gjennomføring, og sikret at løsninger og planer var omforent før oppstart.

Spunt- og fotboltinstallasjon

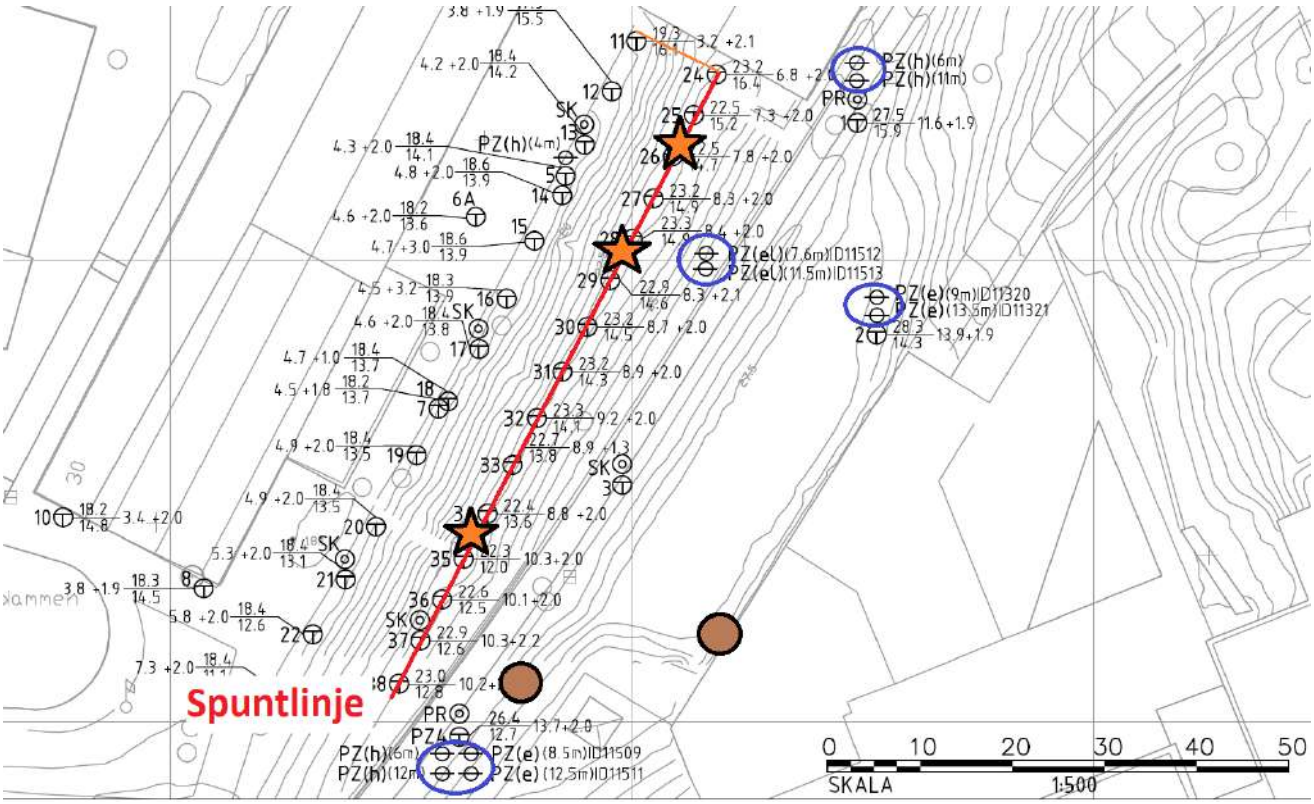
Som tidligere diskutert, var det knyttet noe usikkerhet til valg av tradisjonell AZ-spunt som sikringskonstruksjon mtp. å oppnå tilstrekkelig godt fotfeste. Tett oppfølging og god dokumentasjon av spunt- og fotboltarbeider gjennom protokollføring var avgjørende momenter for å verifisere at prosjekteringsforutsetningene ble oppfylt i utførelsen. Forboring i spuntlinjen, alternativt endring fra AZ-spunt til rørspunt, var begge alternativer dersom ikke spuntinstallasjonen kunne oppnå tilstrekkelig god kontakt med berg. Det ble ikke avdekket vesentlige avvik underveis i utførelsen som medførte behov for noen av disse tiltakene. For enkelte av nålene lå antatt glipe mellom spunt og berg opp mot øvre grense, men pga. overhøyde i fotboltkapasitet ble dette akseptert.

Figur 48: Kontinuerlig oppfølging og registering av spuntlengder og glipper fra fotboltboring i praksis på plassen, kontrollert mot hhv. bergprofil fra opprisstegninger (Figur 47) og krav til fotbolter (< 15cm for 1 stk. fotbolt). Protokollføring ble i tillegg benyttet som endelig dokumentasjon.

Måle- og overvåkningsprogram

Det ble etablert følgende måleprogram for overvåkning og oppfølging underveis i byggefasen:

- Setningsnivellement på nabobygg
- Vibrasjonsmålere i løsmassene
- Hydrauliske og elektriske poretrykksmålere (m/automatisk logging og varsling)
- Inklinometermålere på spuntveggen (m/automatisk logging og varsling)
- Lastceller på anker (m/automatisk logging og varsling)



Figur 49: Omtrentlig plassering av poretrykksmålere (blå ring), vibrasjonsmålere (brune prikker), inklinometermålere (oransje stjerner)

Vibrasjoner:

Vibrasjonsmåling ble tatt i bruk for å sikre at installasjon av spunt ikke medførte uakseptable store rystelser eller vibrasjoner i løsmassene.

Rutiner for overvåkning og grenseverdier for akseptabelt nivå for sprengningsrelaterte vibrasjoner er beskrevet i Norsk standard 8141-*Vibrasjoner og støt, del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire*. Standarden omfatter ikke vibrasjoner fra spunting og peling som var aktuelt i dette tilfellet. Derfor ble det som et kompromiss valgt å ta utgangspunkt i del 3, med redusert vibrasjonsnivå i samsvar med reduksjonsfaktorene for del 2 som omfatter spunting og peling.

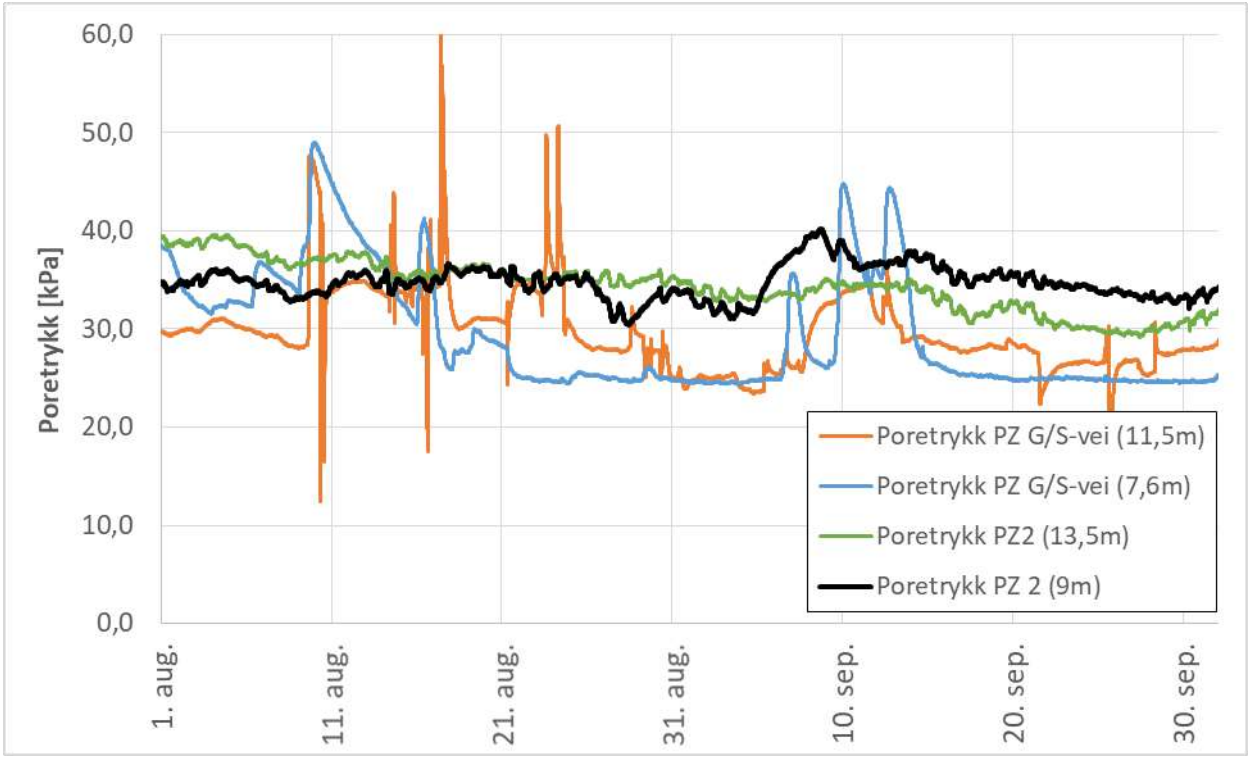
Det ble ikke registrert vibrasjoner over grenseverdiene (21 mm/s for spunting med fallodd/ramming) under installasjon av spunten. Dette gjaldt også for ramming gjennom fastere lag over berg, samt sluttramming mot berg.

Poretrykk:

Det ble installert totalt 6 elektriske piezometre med fjernavlesning og varsling fordelt på 3 ulike posisjoner. To av målerne ble plassert i linje hhv. ca. 5 m og 25 m bak spunten. På hver lokasjon ble målerne installert i to dybder. Den dypeste måleren ble plassert ned mot berg, mens den andre måleren ble installert ca. 4 m grunnere, og dermed godt inn i leiren. I tillegg til de elektriske målerne var det også installert 4 hydrauliske piezometre brukt som referansepunkter underveis i prosjektet. De elektriske og hydrauliske piezometerne viste generelt sammenfallende tendens. For øvrig bemerkes det at poretrykksmålerne avdekket relativt store lokale variasjoner i grunnvannsnivå/poretrykk gjennom skråningen og over området. I dette avsnittet fokuseres det derimot på den relative forskjellen i poretrykk på de ulike målerne gjennom byggefasen.

Det var på forhånd utført stabilitetsanalyser for å fastsette kritiske nivåer og varslingsgrenser for poretrykksøkninger. Både kalk-sement stabilisering, ankerboring og i noen grad spuntinstallasjon (inkl. fotboltboring) var forventet å kunne påvirke poretrykket i skråningen. Det var dog knyttet mest usikkerhet til poretrykksresponsen ifm. boring av ankere. Spuntramming var forventet å ha liten effekt på poretrykket, og jordstabiliseringen ville i stor grad foregå på framsiden av spuntlinjen som ville skjerme den overliggende skråningen for stor påvirkning.

Poretrykksmålingene avdekket hovedsakelig kortvarig respons under boring (lokale utslag med tendens til å stabiliserte seg på under et døgn). Tidspunktet for utslagene samsvarte i ofte med tidspunktene for boring i berg. Utslagene var som forventet størst for poretrykksmålerne nærmest spunten, men overraskende lave for de bakenforliggende målerne. Generelt var det en fornuftig sammenheng mellom utslag på dyp og grunn måler. Målerne plassert i leirlaget viste ofte utslag som var noe forsinket i forhold til målerne over berg, men med lengre varighet. Avvik mellom utslagene for boring av de ulike ankrene kan skyldes lokale variasjoner i mektighet av morenelag/mer permeabelt materiale over berg ved ankrenes anslagspunkt.



Figur 50: Poretrykksrespons for piezometere i linje bak spunten i perioden for boring av øvre ankerrad

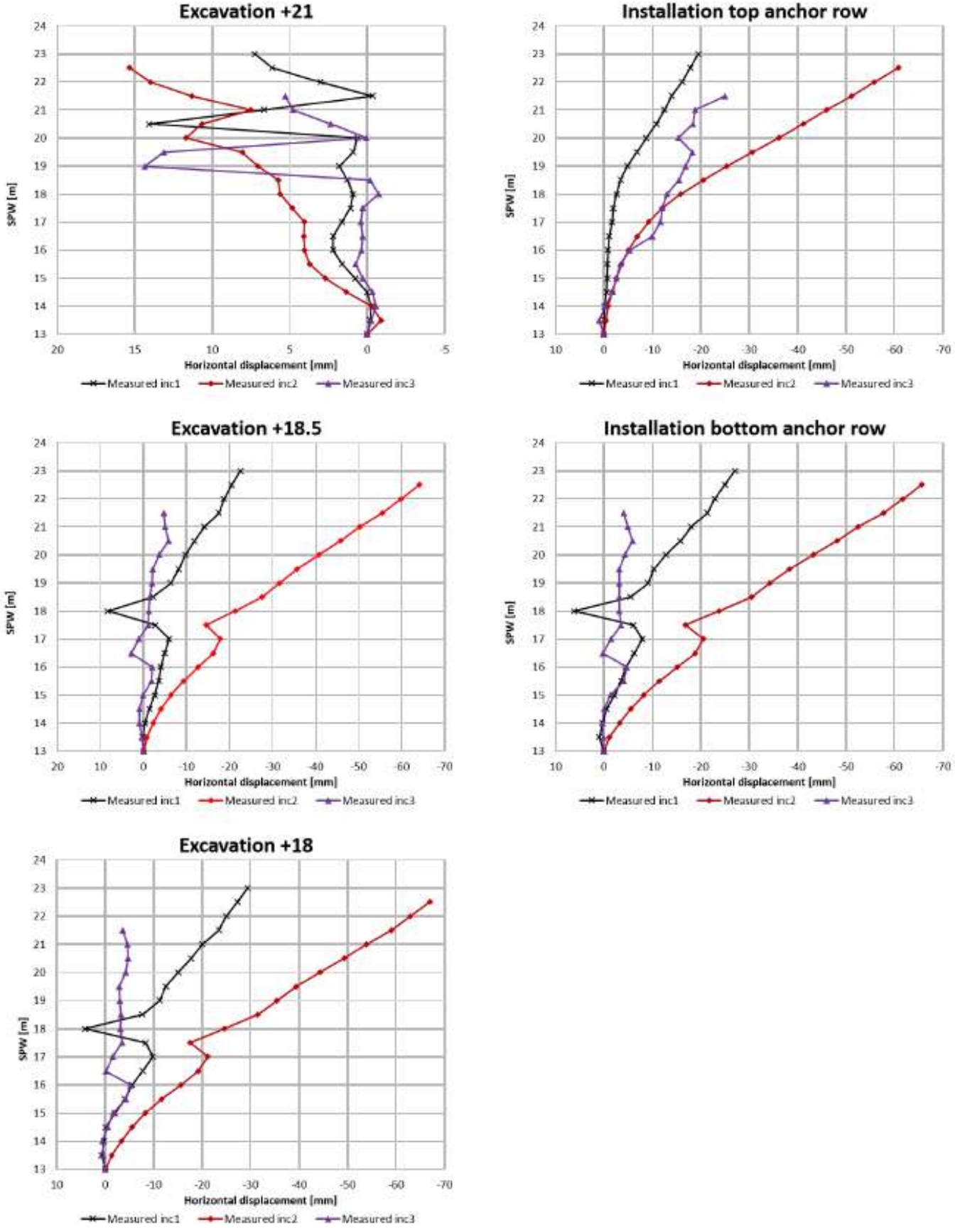
Deformasjoner:

Som tidligere nevnt var det svært strenge krav til deformasjoner på spunten, og beregningsmessige deformasjoner var i størrelsesorden 0,2% av utgravingshøyden. Kravet ligger helt i nedre grense for hva som kan oppnås med svært stive konstruksjoner. Det var derfor svært viktig å overvåke deformasjoner på spunten for å verifisere prosjekteringsforutsetningene underveis i utførelsen.

Da prosjekteringen i utgangspunktet la til grunn noe konservative forutsetninger mtp. stivhet, kombinert med svært kraftige anker (19 stk. lisser) med tilhørende stor forspenning, var det forventet at deformasjon inn i skråningen ville være en minst like stor utfordring som utadrettet deformasjon mot byggegropen (slik de konservative beregningene indikerte).

Det ble installert 3 stk inklinometere på spunten. I tillegg ble det utført kontrollmålinger av spunttopp (nivellement) underveis som supplement, bl.a. for å verifisere resultatene fra inklinometrene.

Generelt var det godt samsvar mellom inklinometermålerne og innmåling av topp spunt. Før oppspenning samsvarte målte og beregnete deformasjoner meget godt. Etter oppspenning av første ankerrad viste innmåling og inklinometer at innadrettet deformasjon var i størrelsesorden 2-4 cm. Dette avvek (som forventet) fra beregnete utadrettete deformasjoner i størrelsesorden 0,5 cm, men ble også kontrollert og funnet akseptabelt mtp. tøyninger og strain-softening i den sensitive leiren. Videre i dybden indikerte inklinometerne også noe avvikende deformasjonsmønster. Totalt ble det likevel ikke målt deformasjoner som oversteg kriteriet for utadrettet deformasjon. Figur 51 presenterer inklinometermålingene for ulike faser.



Figur 51: Inklinometermålinger fra ulike faser. Positive verdier er bevegelse inn i byggegropen, negative verdier er bevegelse inn i skråningen

Ankerlast – lastceller:

Det ble installert to lastceller på utvalgte anker nær det midtre inklinometeret på spunten (ref. Figur 49), henholdsvis en lastcelle på anker i øvre og nedre rad. Figur 52 presenterer normalisert staglast i lastcellene gjennom byggeperioden og første vintersesong. Staglasten er normalisert på lastnivået cellen indikerte etter låsing av anker. I tillegg presenterer figuren temperaturen for øvre lastcelle i tilsvarende periode.

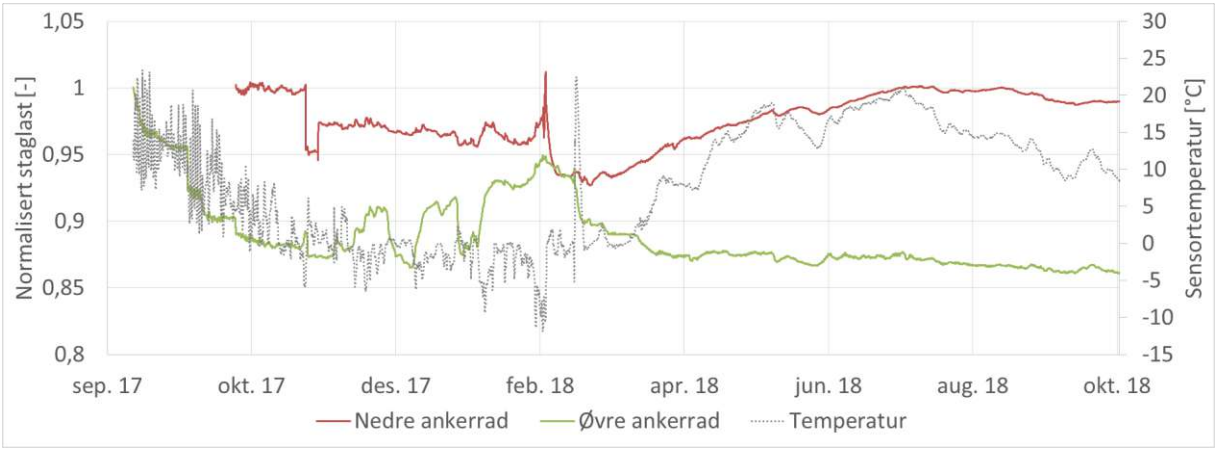
Registreringene avdekket i all hovedsak to interessante momenter:

- Registrerte laster i nedre ankerrad overstiger i vesentlig grad beregningsmessige karakteristiske verdier
- Fordelingen av last mellom øvre og nedre stagrad hadde avvik sammenliknet med beregningene utført i detaljprosjekteringen
- Ankerlasten var tydelig påvirket av temperaturen i perioder med frost (temperatur < 0°C)

Beregningsmessig skulle lasten i nedre ankerrad ligge i størrelsesorden 30% lavere enn det lastcellen for enkeltankeret indikerer for statisk lasttilfelle med materialfaktor (ULS). Sammenliknet med karakteristiske verdier skulle ankerlasten ligge i størrelsesorden 50% lavere. Det er naturligvis knyttet noe usikkerhet til den gjennomsnittlige ankerlasten for nedre stagrad basert på én enkelt lastcelle, men faktum for enkeltankeret er dog at ved normal prosjektering så ville ankeret være underdimensjonert for lasten som registreres per dags dato. Da jordskjelvanalysene var dimensjonerende for nedre stagrad, var likevel staget dimensjonert for å kunne håndtere lasten som registreres.

I tillegg til at registrerte ankerlaster er større i nedre ankerrad avviker også fordelingen mellom last i øvre og nedre rad i forhold til beregningsmessige verdier. Dette kan skyldes en kombinasjon av bruk av «antatt konservative» verdier for stivhet i jordlagene bak spunten mtp. deformasjonsbetraktninger, men som i realiteten har underestimert/feilvurdert omfordelingen av stagkrefter i senere faser. Det er verdt å ta med seg at flere aspekter mtp. design må vurderes når man velger prosjekteringsforutsetninger for ulike formål, f.eks. deformasjonsbetraktninger vs. lastberegninger.

Vinterperioden 2017-2018 viser tydelig at ankerlastene får umiddelbare og signifikante utslag når temperaturen synker under 0 °C. Dette indikerer at midlertidig frostsikring muligens ikke var forskriftsmessig utført, men også at slike spuntkonstruksjoner er vesentlig utsatt for kortvarig og relativt begrenset perioder med kuldegrader.



Figur 52: Registrert ankerlast med lastceller fra installasjon til ferdig etablert byggegrop vinter/vår og videre gjennom året (2019)

VIDERE FOU-ARBEID

Deformasjons- og lastmålingene på den permanente spuntkonstruksjonen på Kværnerdammen er videreført i etterkant av at grunnarbeidene ble avsluttet. Det planlegges et FoU-samarbeid mellom Multiconsult Norge ASA og Cautus GEO AS som blant annet skal studere konstruksjonens oppførsel gjennom en vintersesong. Hvordan påvirker sesongvariasjoner (temperatur, vær) deformasjoner og last på spunten i permanentfasen?

BERGSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

FORDELER MED 3D-MODELLERING I GEOTEKNISK PROSJEKTERING – BOLIGPROSJEKT STEINANVEGEN I TRONDHEIM

Benefits of 3D-modelling in geotechnical design – Construction site Steinanvegen, Trondheim, Norway.

Erlend Hundal, Sivilingeniør, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

3D-modellering benyttes stadig mer i bygge- og samferdselsprosjekter, og det stilles forventninger til at geoteknikere kan levere digitale modeller av grunnforhold, graveplaner og geotekniske konstruksjoner.

I prosjektet *Steinanvegen 21* er 3D-modellering benyttet aktivt i den geotekniske prosjekteringen. Prosjektet omfatter 6 boligblokker på til sammen nesten 200 leiligheter, samt tilhørende parkeringskjellere og infrastruktur med blant annet støttekonstruksjoner.

I forbindelse med den geotekniske detaljprosjekteringen er det modellert bergoverflate, borestolper, sjikt i grunnen, graveplaner og peler. Bruk av 3D-modeller har gitt prosjektet en vesentlig merverdi i form av kvalitetssikring av de prosjekterte løsningene og bedre kommunikasjon. Dette har bidratt til effektivisering og mindre risiko for unødvendige kostnader i utførelsesfasen.

SUMMARY

3D modelling is increasingly used in building and transport projects, and geotechnical engineers are expected to provide digital models of the ground, excavation plans and geotechnical constructions.

In the *Steinanvegen 21* project, 3D modelling has been actively used in the geotechnical design. The project includes 6 multiunit residential blocks with a total of almost 200 apartments, as well as underground car parking and other related infrastructure such as retaining constructions.

In the geotechnical design, there are modelled bedrock surface, drilling holes, ground layers, excavation plans and piles. The use of 3D models has given the project a significant added value in terms of ensuring quality of the design and better communication. This has contributed to efficiency and less risk of unnecessary costs during the execution phase.

INNLEDNING

Byggebransjen er under en massiv utvikling hvor det stadig innføres ny, digital teknologi med et mål om å effektivisere prosesser. I flere bygge- og samferdselsprosjekter stilles det nå krav til at prosjektering utføres og leveres med digitale 3D- og BIM-modeller, og vi ser også papirløse byggeplasser dukke opp oftere og oftere.

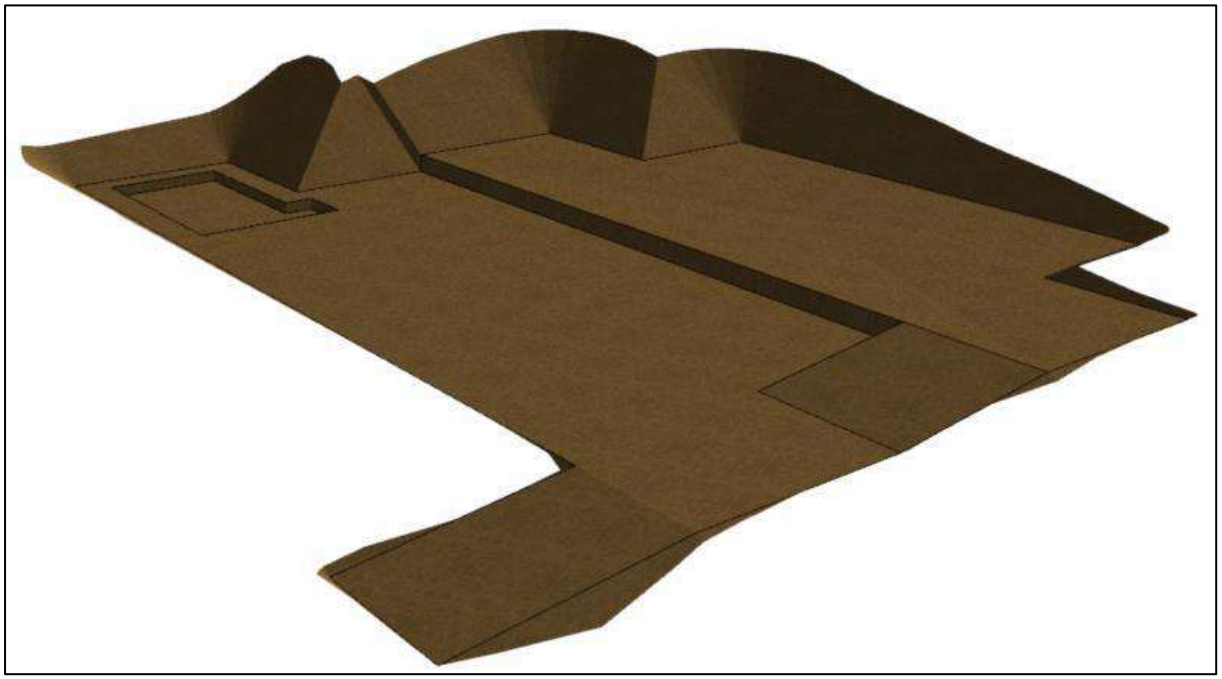
Geoteknikere er utdannet til å beregne bæreevne og skråningsstabilitet med penn og papir. Nå ser vi behovet for å jobbe med noe som strengt tatt ligger utenfor fagutdannelsen vår – 3D og BIM. Fagmiljøet for geoteknikk har ikke vært i førersetet for denne utviklingen, men vi gjør det vi kan for å henge oss på det digitale toget som er i ferd med å forlate perrongen.

Siden april 2017 har Rambøll jobbet med den geotekniske detaljprosjekteringen for 6 boligblokker som nå er under oppføring i *Steinanvegen 21* i Trondheim. Her har 3D-modeller vært mye brukt og gitt god nytte i den geotekniske prosjekteringen.

3D-MODELLERING I GEOTEKNISK PROSJEKTERING

3D-modeller som etterspørres fra en geoteknisk rådgiver kan både være geotekniske konstruksjoner som spunt, stag og peler, så vel som modeller av grunnforhold med bergflate og sjikt, og graveplaner. Når en geotekniker jobber i en 3D-modell kan han også se behov for å få inn annen relevant informasjon i modellen som andre fag ikke lager modeller av. Dette kan for eksempel være nabokonstruksjoner, byggegjerder og -grenser, eksisterende ledninger i grunnen og andre elementer som kan komme i konflikt. Ofte må man som geotekniker modellere dette selv.

Det finnes mange ulike verktøy som kan benyttes for 3D-modellering. I Rambøll brukes i hovedsak Novapoint, Gemini Terreng og AutoCAD Civil 3D for modellering av graveplaner, bergflater og sjikt i grunnen. Geotekniske konstruksjoner modelleres fortrinnsvis i Revit.



Figur 1: Eksempel på 3D-modellert byggegrop i Gemini Terreng (Powel 2015)

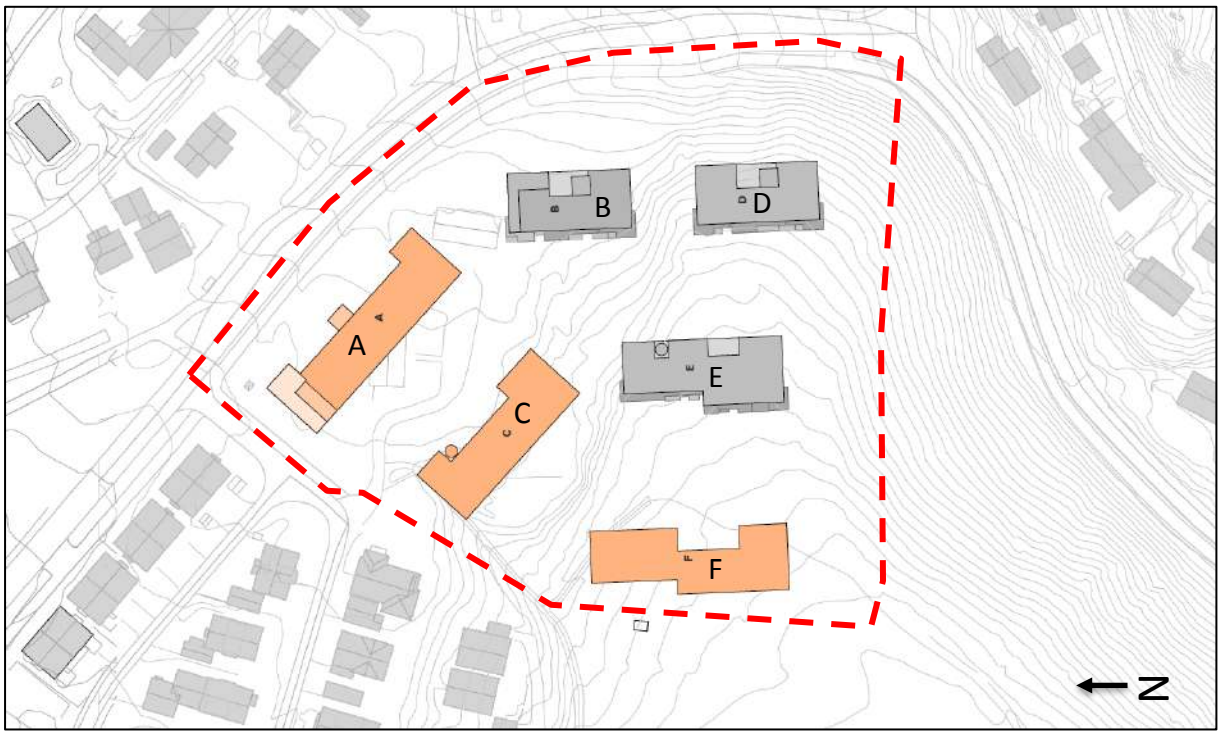
STEINANVEGEN 21, HEGGDALEN

Prosjektet i *Steinanvegen 21* omfatter 6 boligblokker på til sammen nesten 200 leiligheter, samt tilhørende parkeringskjellere og infrastruktur med blant annet støttekonstruksjoner. Vårt budsjett for geoteknisk detaljprosjektering har vært ca. 1500 timer. Byggherre for prosjektet er Heimdal Bolig AS og totalentreprenør er Backe Trondheim AS. Byggingen startet i august 2017, og er planlagt ferdig i 2019.

Planområdet ligger i Heggdalen, som er en gammel skredgrop med en høydeforskjell på ca. 20 meter. Mot øst, lengst opp mot Steinanvegen, har terrenget en helning på ca. 1:1,5. Utførte grunnundersøkelser på tomta viser generelt at grunnen består av fast, siltig leire lengst nord på tomta, mens det mot sør er registrert et 2–3 meter tykt topplag av tørrskorpeleire over middels fast til fast leire, som stedvis også er definert som sprøbruddmateriale. I bunnen av dalen er det registrert noe poreovertrykk.

3 av boligblokkene (A, B og C, figur 2) er direktefundamentert, mens bygg D, E og F er fundamentert på peler. Bygg D og E er i tillegg stagforankret til berg for opptak av horisontalkrefter fra jordtrykk. Sammenhengende parkeringskjellere foran bygg A, B og D er direktefundamentert, mens sammenhengende parkeringskjeller foran bygg C og E er delvis direktefundamentert og delvis pelefundamentert til berg.

Utgravingen av byggegropa utføres over mange faser. Ved bygg C er utgravingen opptil 12 meter dyp, mens det er prosjektert ca. 5 meter fylling omkring bygg F. Nærhet til trafikkert veg og nabobebyggelse, store høydeforskjeller og liten plass har medført en krevende byggeplasslogistikk både under prosjektering og utførelse.



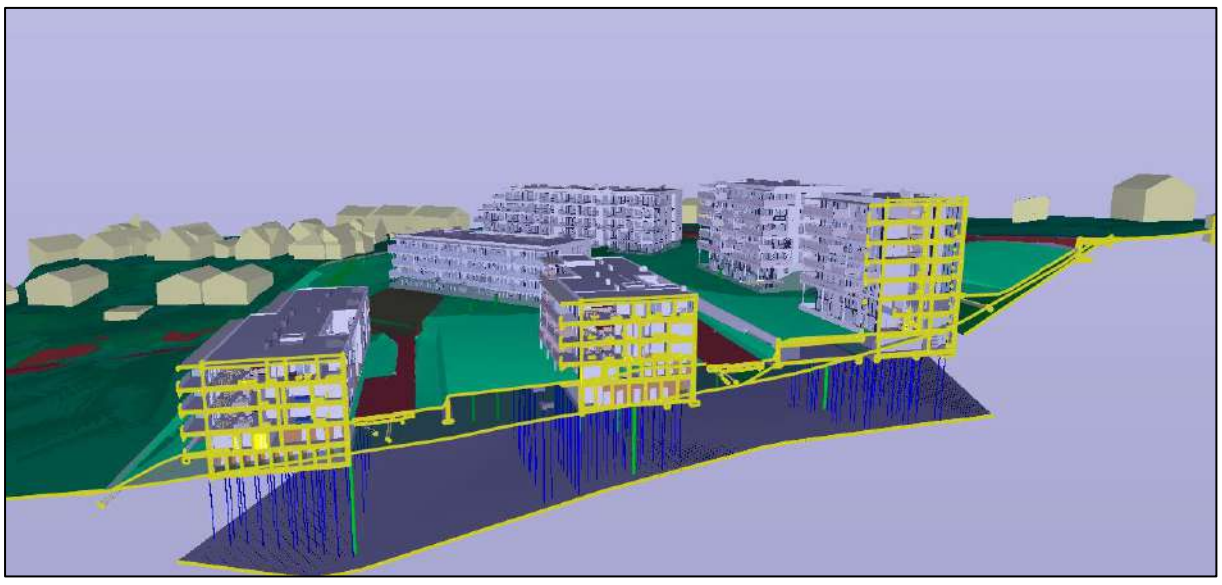
Figur 2: Situasjonsplan med planområdet merket med rød, stiplet linje.

Figur 3: Perspektivillustrasjon av prosjekterte boligblokker (Voll Arkitekter AS)

3D-modellering i prosjektet

For å håndtere og holde oversikt over de geotekniske utfordringene i prosjektet ble det bestemt å bruke 3D-modeller i den geotekniske prosjekteringen. I løpet av prosjektet har det blitt modellert bergoverflate og borestolper fra GeoSuite, graveplaner, sjikt for lettfylling, peler for bygg D, E og F, samt generert nabobebyggelse fra kartdata og nytt terreng fra koteplan utarbeidet av LARK.

De «geotekniske modellene» har så blitt sammenstilt med mottatte modeller fra RIB, ARK, RIVA og RIVeg i én modell ved hjelp av Solibri Model Checker.



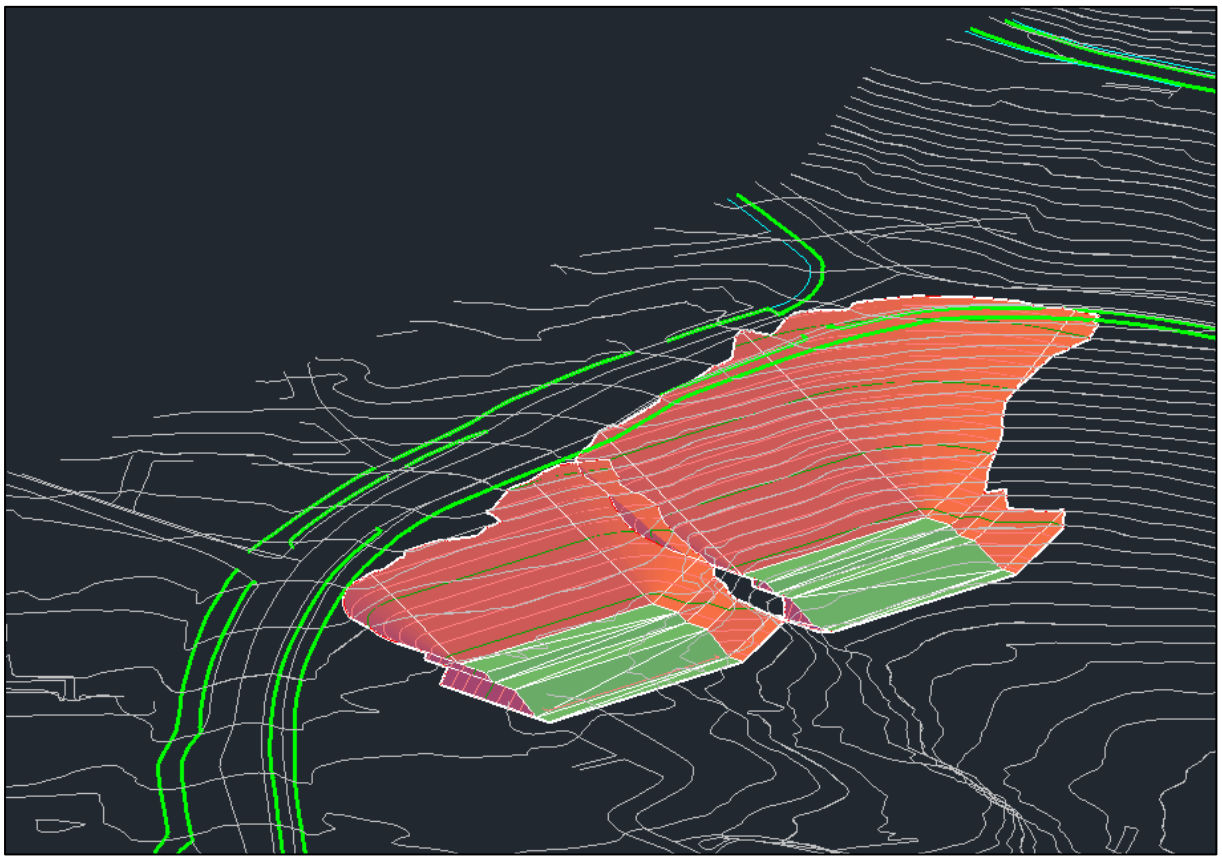
Figur 4: Terrengsnitt gjennom byggegropa i Steinanvegen 21.

Graveplaner

Tradisjonelt har fundamentplaner vært mye brukt som graveplan for entreprenøren. Geoteknikeren har tegnet opp ett terrengsnitt og angitt en skråningshelning, og når maskinføreren har gravd deretter, oppdages det underveis at det ikke er plass til graveskråningen. På grunn av varierende terrenghøyder vil toppen av skjæringen også variere, noe som ikke er enkelt å plukke opptegning av enkelte terrengsnitt.

I *Steinanvegen 21* er alle graveplaner modellert i 3D, og dette gjorde at vi tidlig kunne avdekke at planlagt gravenivå ville medføre stenging av en sterkt trafikkert veg på oversiden (Figur 5). Planene ble justert før gravearbeidene startet, og vi unngikk at graveentreprenøren ble stående i byggegropa og vente mens taksameteret gikk. Endelig graveskråning for bygg D er vist i figur 6.

Programvare for modellering av graveplaner har eksistert lenge. Likevel så har ikke verktøyet vært mye brukt blant geoteknikere. Modellering for byggegroper med enkel geometri krever lite tid, og gir en svært god merverdi i prosjektet i form av kvalitetssikring. I tillegg tar du med deg graveflatene inn i arbeidsmodellen, slik at du til enhver tid kan relatere denne til de andre elementene i byggegropa.

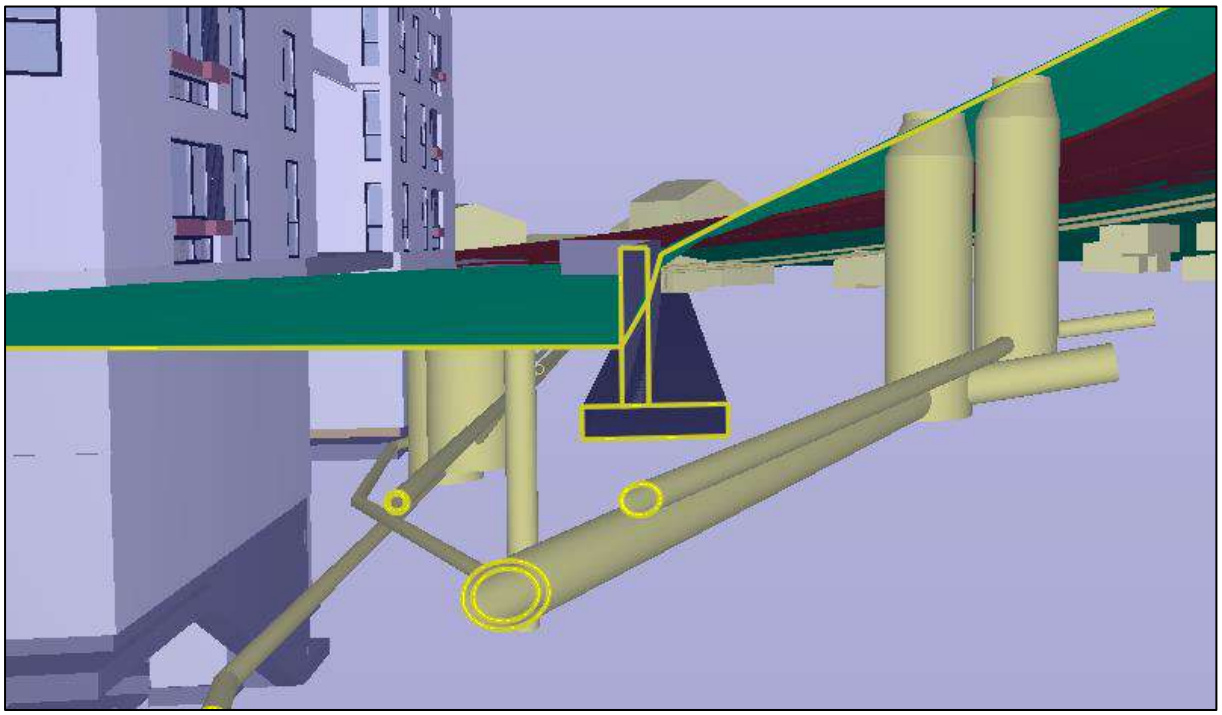


Figur 5: Første utkast til graveplan for bygg B og D. Vi ser at graveskråning for bygg D kommer ut i vegen på oversiden.

Figur 6: Utgraving for bygg D (Rambøll Norge AS)

Kollisjonskontroll mot andre fag

Bruk av 3D-modellering i prosjektering gjør det enklere å oppdage kollisjoner eller andre utfordringer i en tidlig fase i et byggeprosjekt. I *Steinanvegen 21* ble det for eksempel oppdaget at en VA-ledning var prosjektert under en støttemur. Støttemuren måtte her prosjekteres slik at VA-ledningen kunne frigraves uten å måtte rive støttemuren.

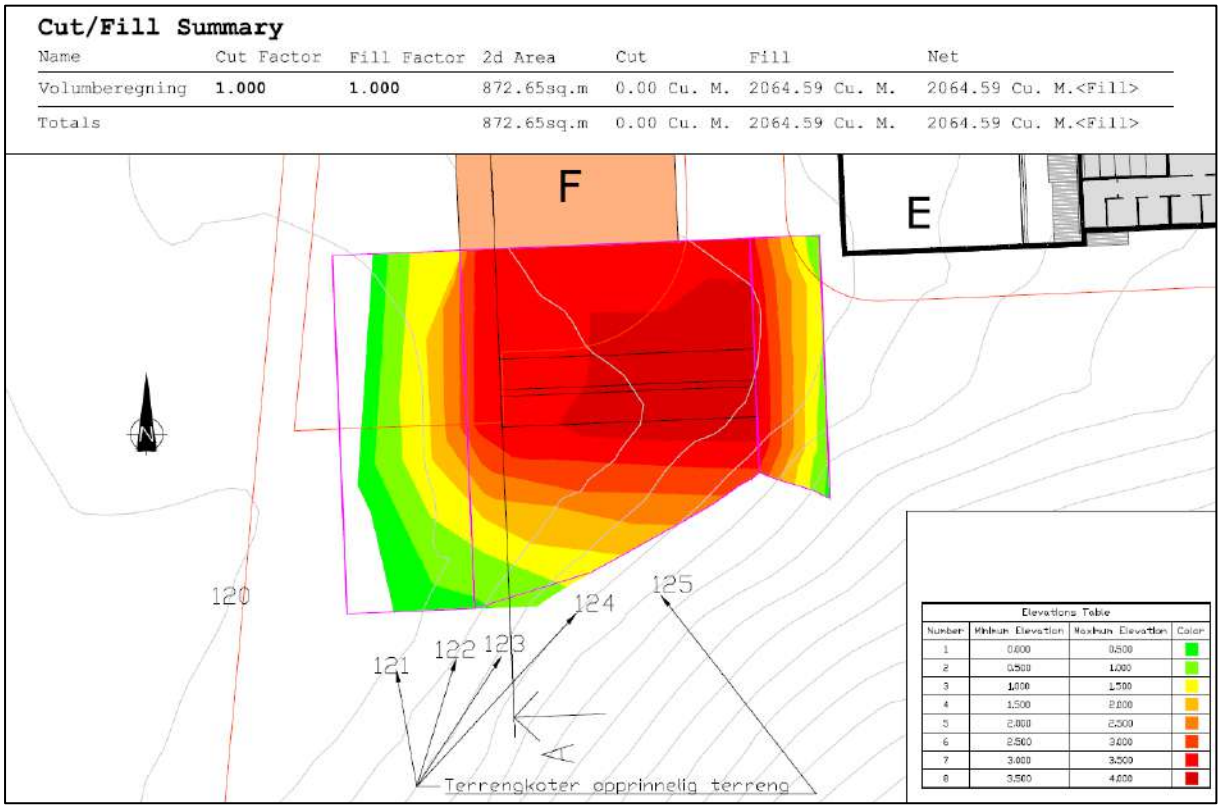


Figur 7: VA-ledninger som krysser under planlagt støttemur.

Masseberegning

Mengder for til- og bortkjørt masse er et viktig element for en entreprenør. Når en terrengmodell først er generert kan man med svært enkle funksjoner kunne beregne et teoretisk volum for massene, og gi et bedre bestillingsgrunnlag for entreprenøren.

I *Steinanvegen 21* ble det blant annet utført en volumberegning for en lettfylling, slik at bestilling fra produsent skulle bli så presis som mulig. Ved bruk av volumflater med fargeintervaller ga dette også et godt underlag for setningsberegninger.



Figur 8: Masseberegning for lette fyllmasser

Kommunikasjon

En veldig god grunn for å bruke 3D-modellering i geoteknisk prosjektering er forenkling av kommunikasjon. Når den prosjekterte løsningen kan presenteres grafisk i en modell, vil det være enklere og raskere for en entreprenør å forstå utførelsen og helheten, samt hvorfor løsningen foreslås slik den er gjort. Den visuelle fremstillingen gjør det også enklere å kontrollere at utførelsen stemmer med prosjektert løsning. I prosjektet har modellen vært benyttet aktivt i møter sammen med entreprenør og byggherre, og visualiseringen har gitt et godt grunnlag for å ta raske beslutninger.

Også for intern kommunikasjon vil det å jobbe i og med en 3D-modell være til stor nytte. Når man for eksempel ønsker en sidemannskontroll fra en annen geotekniker, vil modellen raskt gi kollegaen din en forståelse og oversikt over situasjonen og problemstillingen. Også i prosjektet i *Steinanvegen 21* har det vært behov for raske beslutninger fra Rambøll som geoteknisk rådgiver. I den forbindelse har modellen vært et vesentlig verktøy for å kunne fatte de riktige beslutningene så raskt som mulig. Det har også vært behov for å introdusere nye

medarbeidere i prosjektet, og bruk av 3D-modell har gjort kunnskapsoverføringen raskere og enklere.

KONKLUSJON

I prosjektet *Steinanvegen 21* er 3D-modellering benyttet aktivt i den geotekniske prosjekteringen. Bruk av 3D-modeller har gitt prosjektet en vesentlig merverdi i form av kvalitetssikring av de prosjekterte løsningene og bedre kommunikasjon. Dette har bidratt til effektivisering og mindre risiko for unødvendige kostnader i utførelsesfasen. Erfaringer fra prosjekter er at entreprenør og byggherre også setter stor pris på å få presentert en visualisering av det som prosjekteres i grunnen.

3D-modellering er ikke geoteknikk. Imidlertid kan det være et svært nyttig verktøy i prosjekteringen, som både effektiviserer og kvalitetssikrer prosjekteringen. Digitalisering, BIM, 3D – Dette er fremtiden, og det er viktig at fagmiljøet blir med på utviklingen.

KILDER

Powel (2015) «Entreprenør Grop», Kursmanual fra Gemini Terreng & Entreprenør.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

KARLATORNET, NORDENS HÖGSTA BYGGNAD GRUNDLÄGGS PÅ LÖS LERA OCH LUTANDE BERG!

KARLATORNET, SCANDINAVIA´S HIGHEST BUILDING WITH FOUNDATION ON SOFT CLAY AND INCLINED BEDROCK!

Bengt Askmar, Norconsult AB

Sammanfattning

All byggnation bör föregås av en geoteknisk undersökning/utredning i syfte att utröna om marken är lämplig för det aktuella ändamålet. Skall det byggas höghus kan man tycka att grundförhållandena är ännu viktigare att utreda innan byggnation så att inte grundläggningskostnaderna blir orimligt höga.

I fallet med Karlatornet styrdes placeringen av tornet mer av tillgången på mark och detaljplanearbetet än de geotekniska förutsättningarna. Lös lera till stora djup och dessutom lutande berggrund har gjort grundläggningsarbetet onödigt komplicerat.

Grundläggningsarbetet med grävpålar startade i augusti 2017 och pågick fram till september 2018. Grundläggningen utförs med grävpålar med diametern 2,0 m som borrades ner 2-7 m i berg.

Summary

All construction should be preceded by a geotechnical survey/investigation in order to determine if the land is suitable for the current purpose. Should high-rise buildings be built, one can think that the basic conditions are even more important to investigate before construction so that the foundations will not be excessively high.

In the case of Karlatornet, the location of the tower was more controlled by the availability of land and the detailed plan work than the geotechnical conditions. Loose clay to large depths and furthermore sloping bedrock has made the foundation work unnecessarily complicated.

The foundation work with bored piles began in August 2017 and ended in September 2018. The foundation is carried out with 2.0 m diameter bored piles drilled 2-7 m into bedrock.

INLEDNING

På Lindholmen ska Göteborgs nya förtätade blandstad, Karlastaden, växa fram tillsammans med Nordens högsta byggnad – Karlatornet. Byggnaden blir ca 240 m hög, ska ha 72 våningar och rymma bla 550 bostadsrätter men också kontor och ett hotell.

Figur 1: Planerade Karlastaden och Karlatornet, Göteborg

I Karlastaden kommer det totalt att finnas ca 2000 lägenheter men även en stormarknad och centrumfunktioner.

Karlastaden projekteras idag för att ha två källarplan för hela stadsdelen.

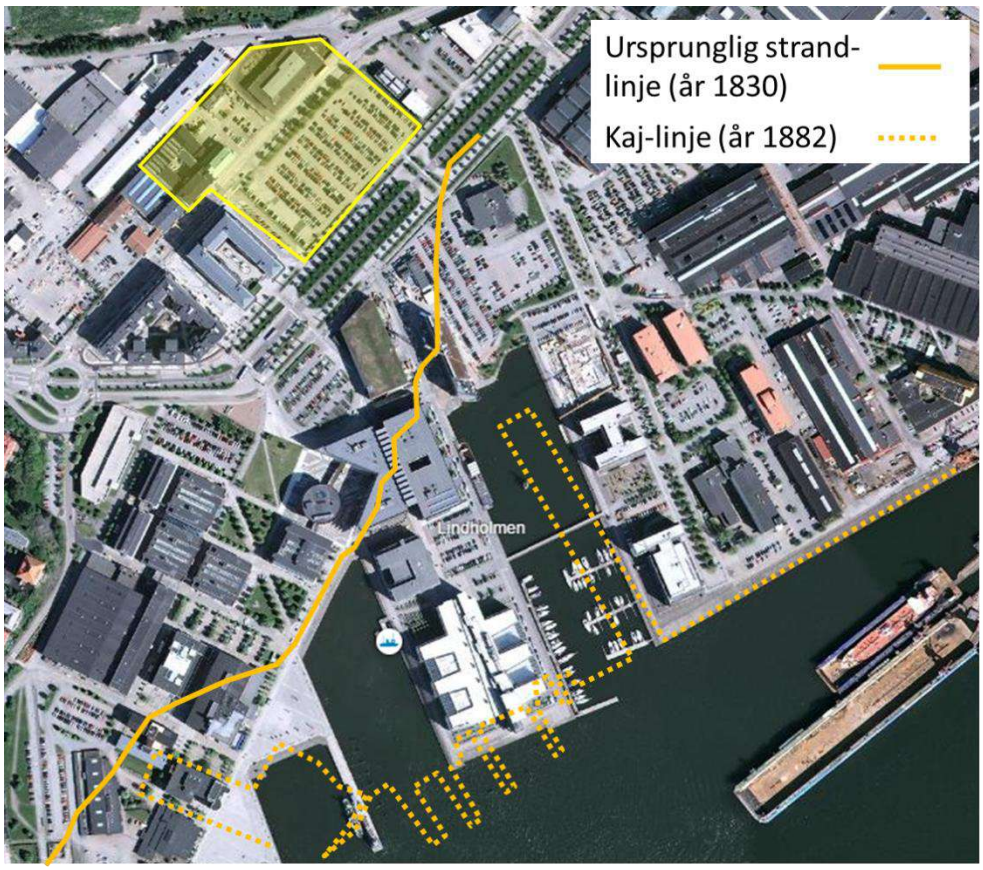
Ambitionen är att Karlatornet skall vara klart till Göteborgs 400-års jubileum, dvs 2021.
Etapp 1A har startat i Karlastaden och just nu pågår grundläggningsarbetena för Karlatornet.

GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Allmänt

Utbyggnadsområdet är relativt plant, med nivåer på ca +1,8 till +2,5. Området utgör en del av ett äldre utfyllnadsområde nära Göta Älv och är beläget strax nordväst om tidigare strandlinje, från 1830. Se ***Figur 2***. Tidigare verksamheter i närområdet inkluderar fartygsvarv och verkstäder. I dagsläget finns lokaler som används eller har använts för verkstäder, förvaring

samt kontors- och hotellverksamhet m.m. Fastigheten i sydöst har fram till våren 2017 använts som parkering.



Figur 2 *Planvy som visar Karlastadens utbyggnadsområde samt ungefärligt läge för tidigare strand- och kajlinje, från 1830, resp. 1882, i relation till nuvarande bebyggelse.*

Jordlager

Jordlagren vid Karlatornet består från markytan av:

- Fyllning till ca 1,8-2,1 m djup
- Torrskorpelera till ca 1,8-3 m djup
- Lera till djup om ca 43 m till strax över 59 m.
- Friktionsjord ovan berg till djup om ca 49 m till som mest ca 70 m.
- Berg

Fyllningen bestod vid undersökningstillfället mestadels av sand men det fanns även innehåll av mulljord, lera, silt, grus och sten. Denna fyllning har dock schaktats ur och ersatts med friktionsmaterial 0-150 mm i en tidigare saneringsentreprenad.
Torrskorpeleran är grå och, i flera av punkterna, sulfidfläckig. Torrskorpans mäktighet varierar mellan 0-1 m inom läget för Karlatornet.

Leran under fyllningen är grå/rostfläckig i sin övre del (till ca 3 m djup) och har en uppmätt vattenkvot på ca 50-75 %. Enligt kolvprovtagningar som utförts kan den underliggande leran, mellan 3-45 m djup, generellt beskrivas som grå/mörkgrå och sulfidfläckig/-flammig. Skalrester förekommer i merparten av proverna ner till 28 m djup, under vilket leran blir mer homogen. Densiteten varierar mellan ca 1,5 och 1,8 ton/m3. Konflytgränsen varierar mellan ca 60-80%.

Sensitiveten uppmätt från fallkonförsök varierar i huvudsak mellan ca 10 och 30. Lerans odränerade skjuvhållfasthet är ca 13 kPa närmast under fyllningen, för att därunder öka till ca 130 kPa på 70 m djup.

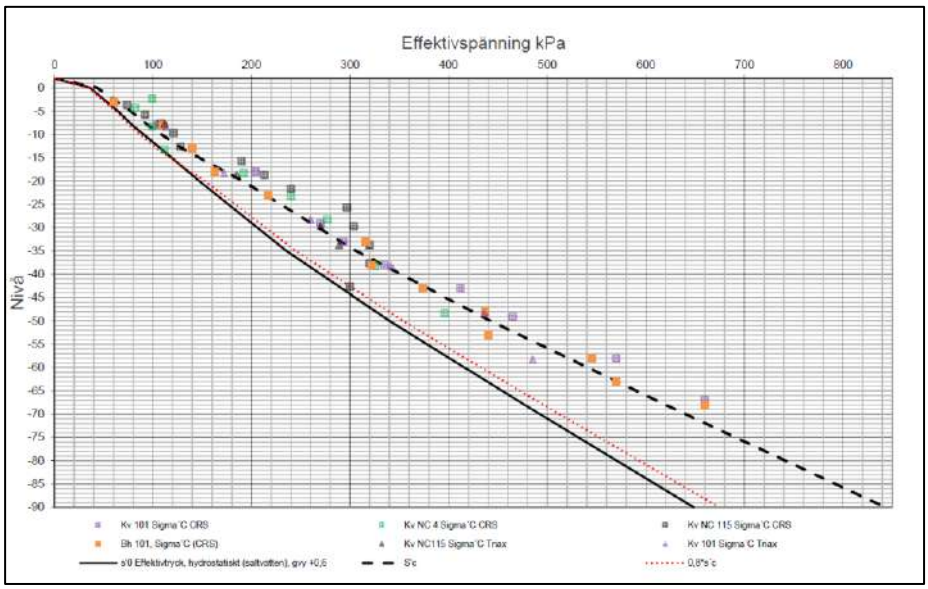
Lerans korrigerade skjuvhållfasthet (m.h.t. konflytgräns), c_u, redovisas i Tabell 1, nedan.

Tabell 1 Vald korrigerad hållfasthet, c_u.

Nivå [m]	c_u [kPa]
+0	13
-8	20
-30	62
-70	130

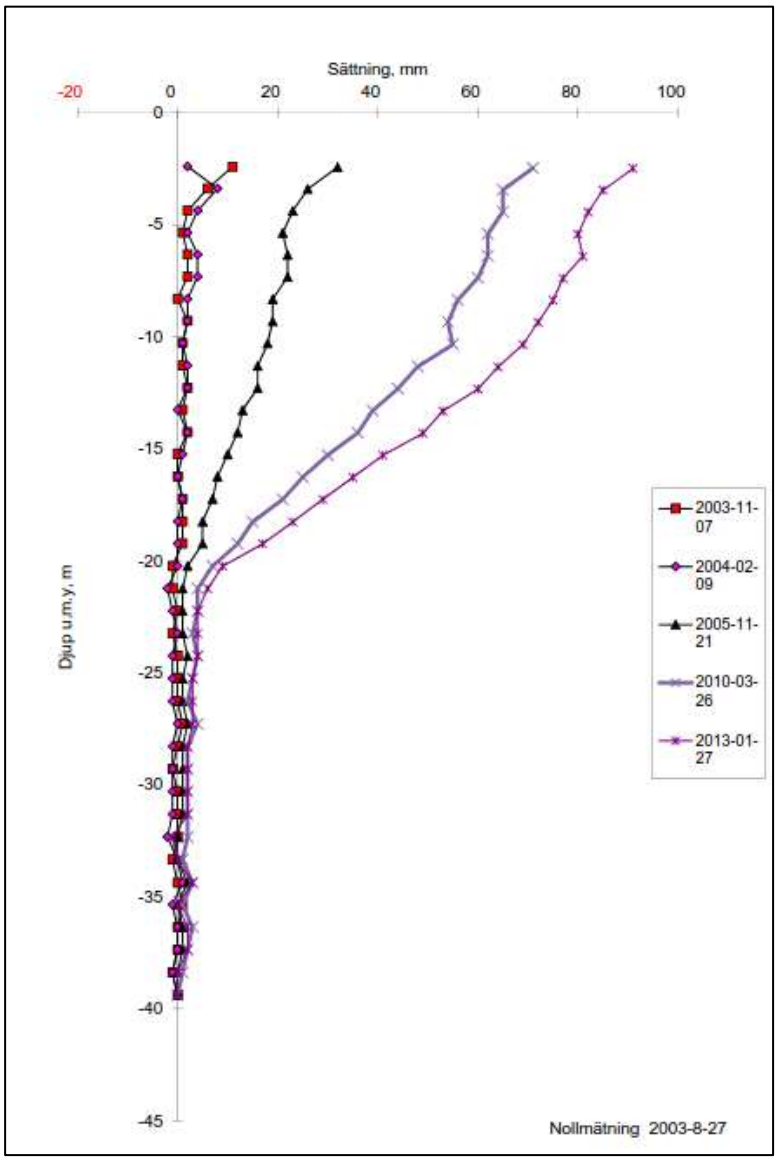
Sättningsförhållanden

Enligt utförda belastnings- (CRS) och triaxialförsök är leran vid en marknivå på ca +2,3 m och med en hydrostatisk grundvattenyta från nivån +0,6 normal- till svagt överkonsoliderad (OCR ca 1,2-1,3), se Figur 3. Med hänsyn till krypdeformationer genom 20 % reduktion av uppmätta förkonsolideringstryck är leran normalkonsoliderad med pågående krypsättningar ner till ca 20 m djup, medan den på större djup är normal- till svagt överkonsoliderad med hänsyn till krypdeformationer.



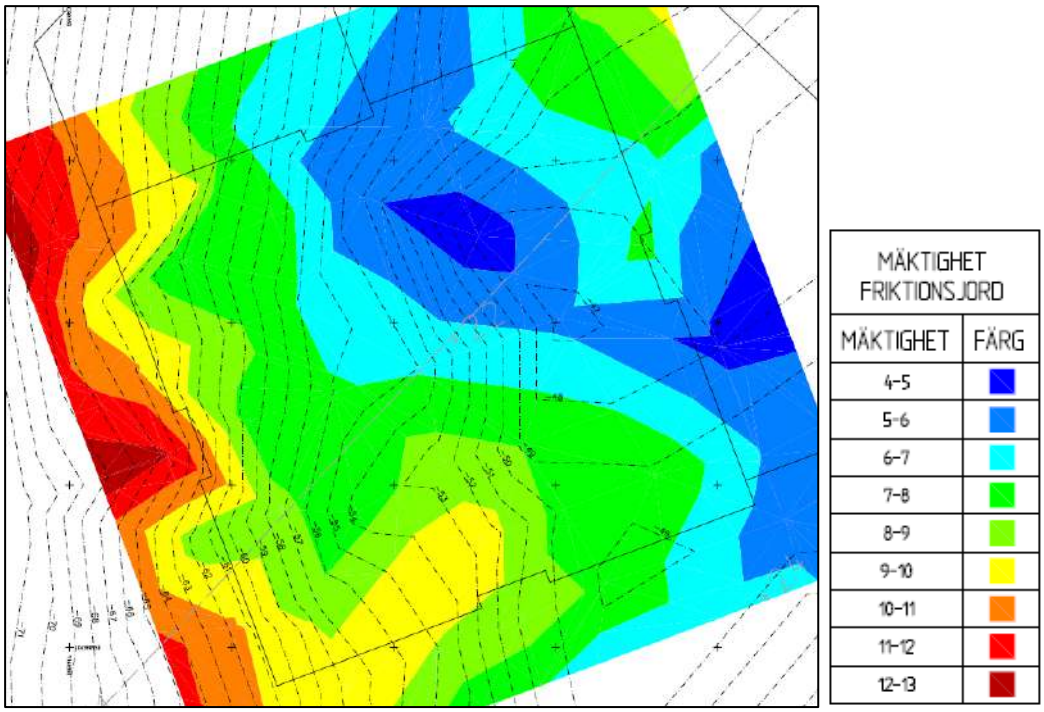
Figur 3 *Spänningsdiagram med förkonsolideringstryck och effektivspänning*

Vid Lindholmsmotet finns 3 st bälgslangsmätare installerade, varav mätresultat från en punkt redovisas i figur 4. De geotekniska förhållandena är likartade som vid Karlatornet även om avståndet är ca 350 m. Samtliga dessa mätare visar pågående sättningar ner till ca 20 m djup vilket stämmer väl med vår bedömning av krypsättningar och OCR vid Karlatornet.



Figur 4 *Bälgslangmätningar från Lindholmsmotet. Från 2003-08-27 fram till och med 2013-01-27.*

Under leran finns ett lager friktionsjord med varierande mäktighet. Inom läget för Karlatornet har jord-bergsonderingar indikerat en mäktighet på mellan ca 4,5-12 m ovan berg, se figur 5. Merparten av jord-bergsonderingarna har indikerat förekomst av sten eller block, dock i varierande omfattning. De största blocken är ca 1-2 m i diameter.



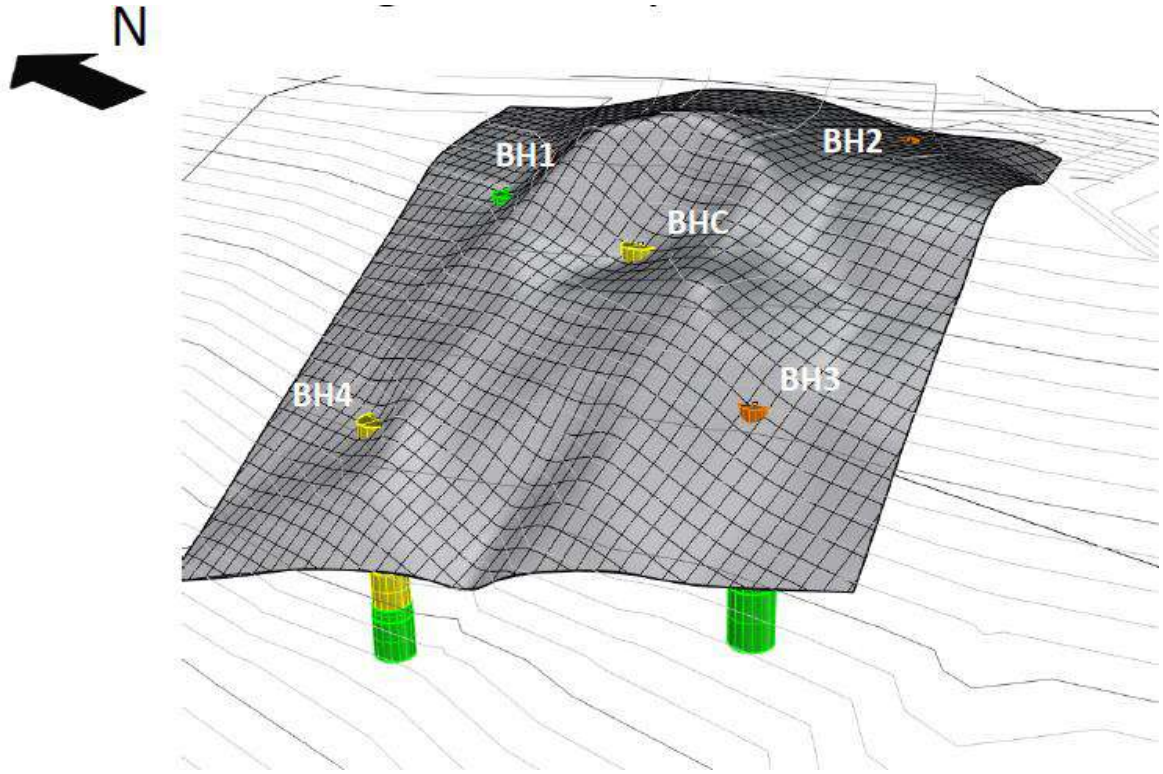
Figur 5 *Plan med bergnivåer inom Karlatornet. Färgkartan visar friktionsjordens mäktighet ovan berget enligt tolkningar från jordbergsonderingar.*

BERGFÖRHÅLLANDEN

Nivån på berggrunden varierar inom Karlatornet, se figur 5 och 6. Berget lutar brant åt väst-sydväst från en mer plan nivå i östra delen av tornet. Berget sluttar från nivå ca -47 till -67 m, dvs djupet till berg varierar mellan ca 49 m till ca 69 m inom läget för Karlatornet. Medellutningen på berget är därmed ca 1:1,5 inom tornet men det finns partier som är brantare än 1:1.

Bergmassan är relativt homogen och består av en förgnejsad granit (Askimgranit) men foliationen på bergmassan innebär att sprickplan har bildats i bergmassan. Bergmassan är dessutom grovkornig och vad som kallas ögonförande, m.a.o. stora mineralkorn.

Bergundersökningen har bland annat bestått av 5 st kärnprovtagningar med efterföljande bergmekaniska tester och filmning av borrhål BHC, se figur 6.



Figur 6 *Bergets lutning enligt upprättad bergmodell (Itasca) i läget för Karlatornet.*

Ett antal sprickplan genomkorsar alltså bergmassan men bergmassan är inte uppsprucken utan mer av storblockig karaktär på samma sätt som det närbelägna Ramberget, se figur 7.

Tryckhållfastheten för intakt berg inkluderat svaghetsplan i form av foliation bedöms generellt sett ligga mellan 80-100 MPa i medeltal över hela det aktuella området.

Tryckhållfastheten för intakt berg utan att foliationen styr hållfastheten är bedömd till att vara över 160 MPa.

Empiriska samband mellan karterade sprickkvaliteter och friktionsvinkel anger att friktionsvinkeln för sprickytorna är mellan 20° och 35°.

Figur 7 *Sydvästra slänten av Ramberget med brantstående sprickplan och bankningsplan.*

GRUNDLÄGGNING

Grävpålar, dimensionering

Karlatornet grundläggs med 59 st grävpålar av varierande längd.
Samtliga grävpålar utformas som spetsbärande på berg och har en diameter av 2,0 m. På grävpålarna vilar en platsgjuten armerad bottenplatta med ca 4 m tjocklek.

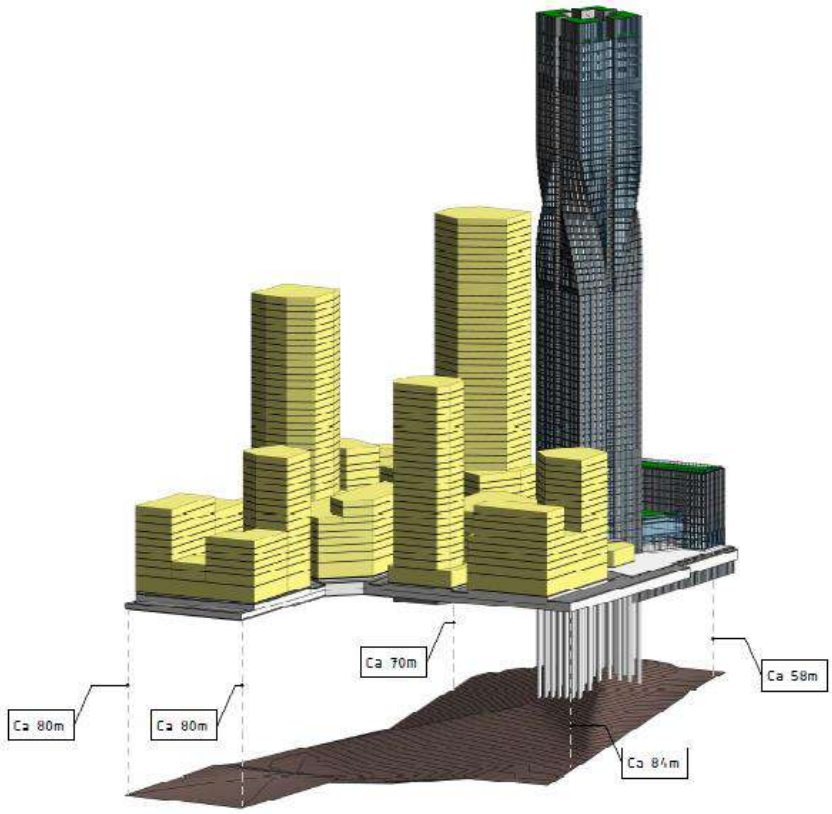
Lasten från Karlatornet är ca 2000 MN vilket ger ca 35 MN per påle eller 11 MPa per påle i snitt. Karakteristisk tryckhållfasthet i betongen är satt till 50 MPa.

Med hänsyn till bergets lutning samt risken för ogynnsamma sprickplan behövs en inborrningslängd i berget av 2-7 m beroende på placering och last.

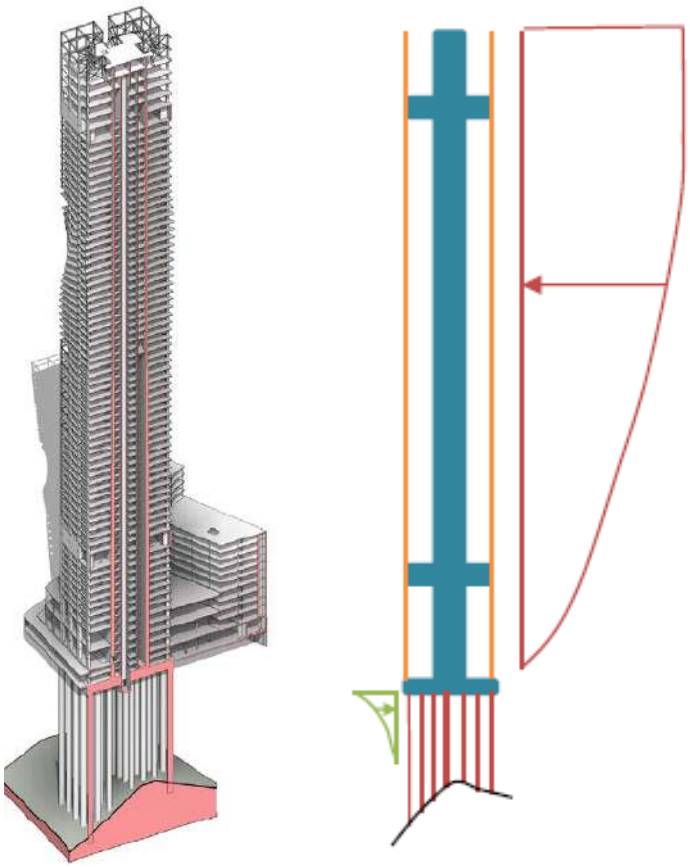
Byggnadens stora vertikala laster förs ned genom dess kärna till grävpålarna.
Samtliga pålar är förankrade i bergmassan vilken tar all vertikal last via pålens spets. Den vertikala lasten i grävpålarna är relativt jämnt fördelad med aningen högre koncentration kring byggnadens kärna.

De horisontella krafterna, främst uppkomna från vind, bärs också av grävpålarna. Vindlasten påförs över hela byggnadens höjd och fördelas via kärnan och utriggare till tornets bottenplatta som i sin tur fördelar ut de horisontella lasterna till samtliga grävpålar.

Omfattande beräkningar har utförts i Plaxis 2D och 3D för att beräkna inverkan av bla vindlast.

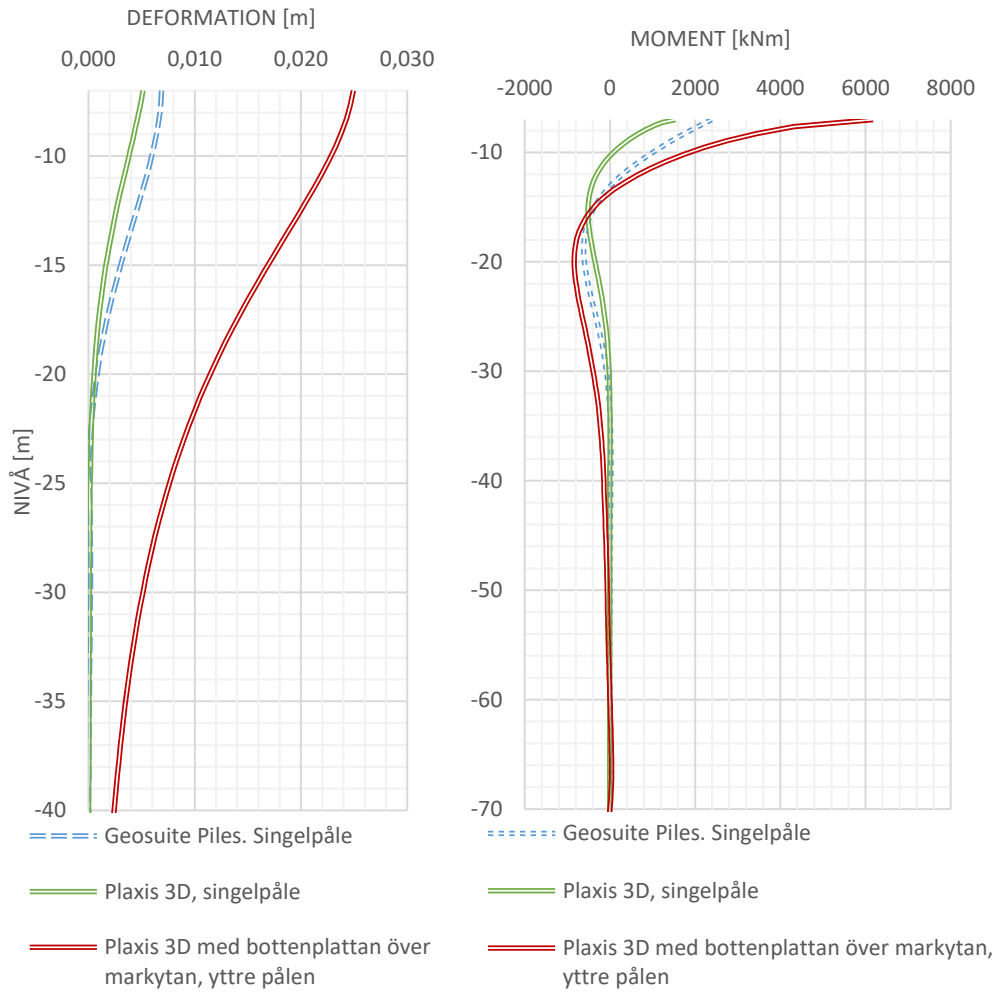


Figur 8 *Grävpålar med 50-75 m längd i förhållande till tornets höjd*



Figur 9 *Karlatornets verkningssätt för att hantera de horisontella lasterna.*

I figur 10 visas en jämförelse av beräkningar i Plaxis 3D resp Geosuite Piles för en singelpåles deformation och moment, utan inverkan av andra pålar. Dessutom visas som jämförelse deformation och moment för ytterpålen. Lastfallet är dimensionerande last och karakteristiska jordparametrar.



Figur 10 *En jämförelse av Plaxis 3D och Geosuite Piles-beräkningar avseende vindlast för en singelpåles deformation och moment, utan inverkan av övriga pålar samt den yttre pålen i en pålgrupp.*

Grävpålar, utförande

Grävpålarna installerades med en Bauer BG 55 borrigg. Foderrör användes hela vägen ner till berg, se figur 11. BG 55 har ett maximalt vridmoment av 550 kNm och en tryckkraft av ca 500 kN.

Figur 11 *Installation av grävpålar med foderrör, BG 55 borrigg*

Figur 12 *Grävpålens armeringskorg*

Figur 13 *Bra övergång berg/betong*

Kärnborrning har utförts i varje grävpåle för att kontrollera kvalitén på betongen och övergången mellan betong och berg. Ett fåtal kärnprover visar på perfekt passning mellan berg och betong enligt figur 13. Flertalet kärnprover visar istället ett glapp mellan betong och berg där det enbart förekommer ballastmaterial, se figur 14.

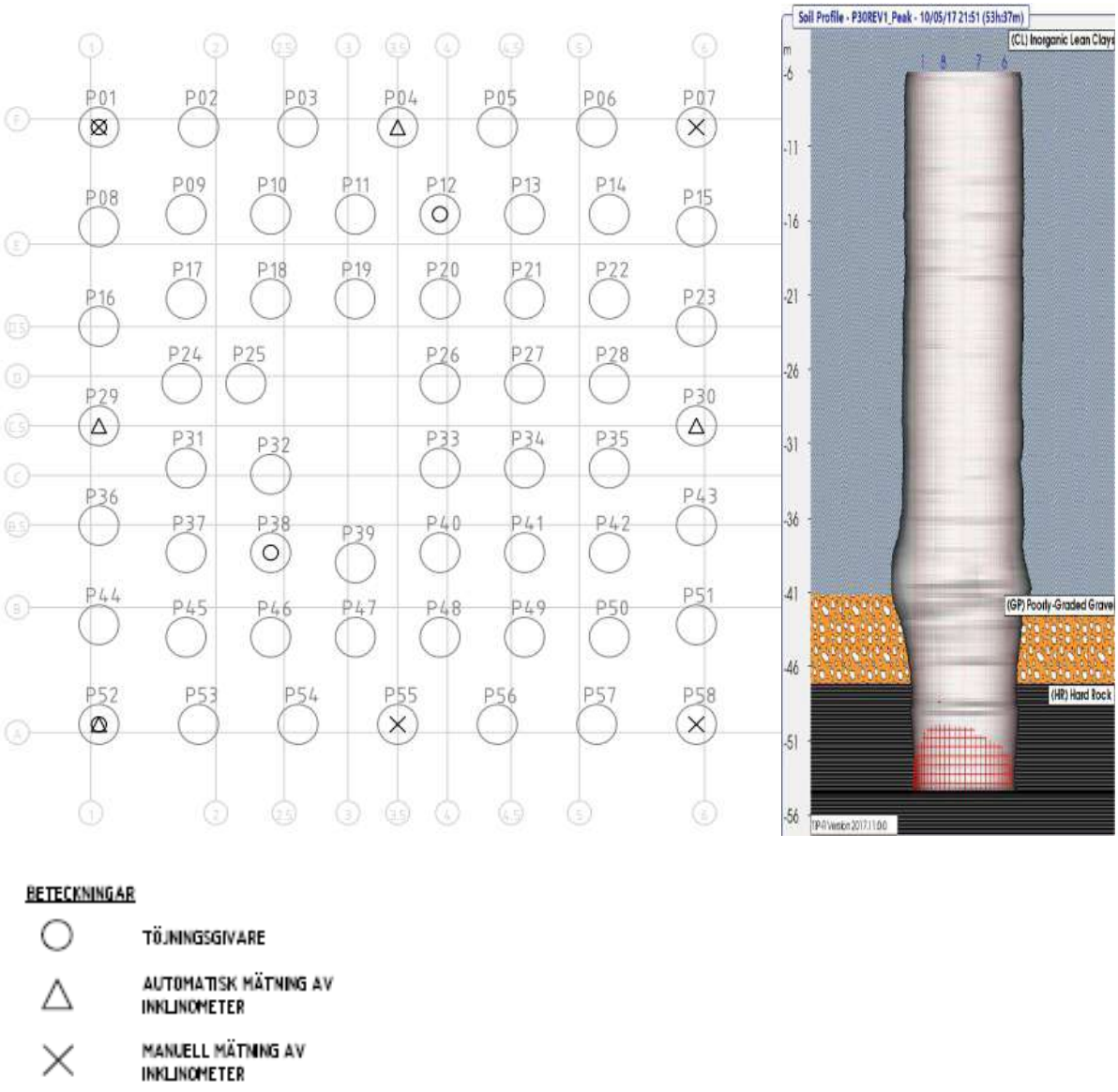
För de grävpålar som uppvisat bristfällig kontakt mellan berg och betong har kompletterande injektering utförts i efterhand.

Figur 14 *Ej fullgod kontakt mellan berg och betong*

KONTROLLPROGRAM

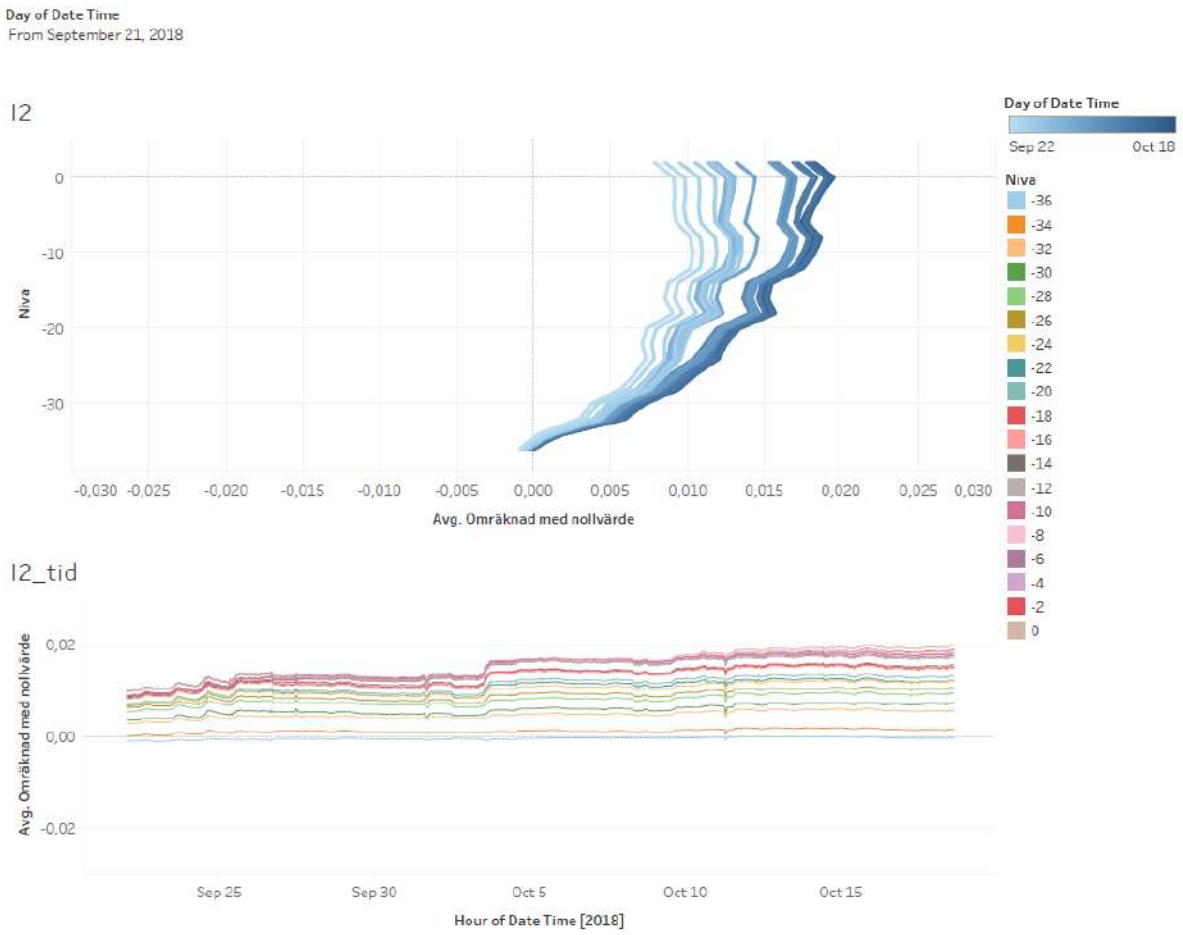
Utöver det konventionella kontrollprogrammet som omfattar omgivningspåverkan mm skall följande mätningar göras i grävpålarna:

- 4 Grävpålar förses med sammanlagt 96 töjningsgivare.
- 4 Grävpålar installeras med automatiska inklinometrar
- 4 Grävpålar installeras med manuella inklinometrar
- TIP (Thermal Integrety Profiling)- mätning utförs i samliga grävpålar



Figur 15 *Pålplan som visar placering av inklinometrar och töjningsgivare i grävpålarna.*

Figur 16 *Exempel på resultat från en TIP-mätning på grävpåle*

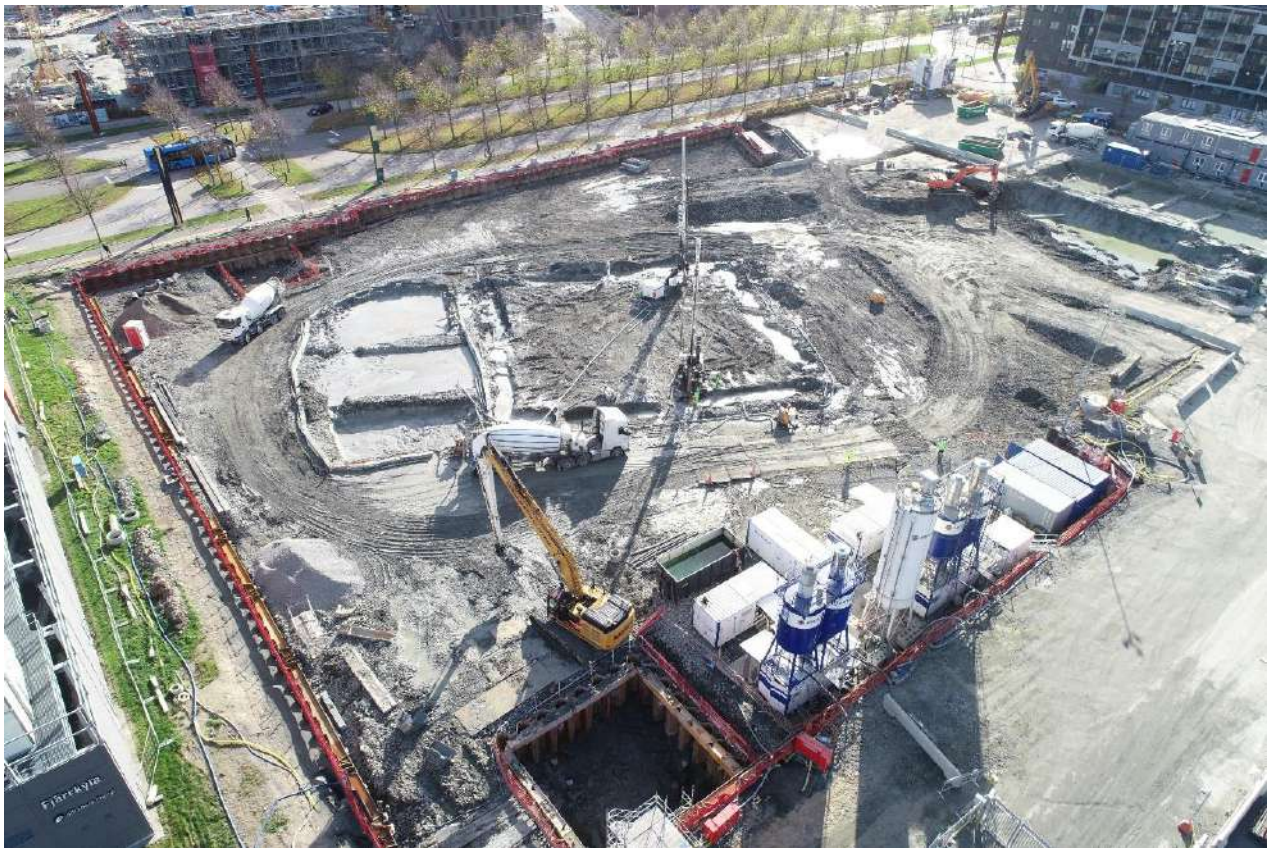


Figur 17 *Exempel på resultat från en inklinometer-mätning i grävpåle*

Resultat har nu under hösten börjat komma in från både töjningsgivare och inklinometrar, se exempel på resultat från inklinometermätning i figur 17. Dessa mätningar är mycket värdefulla för att styra schakten för källaren så att inte deformationerna i grävpålarna blir för stora.

SCHAKT OCH JETPELARINSTALLATION

Schakt skall utföras för 2 källarvåningar runt Karlatornet vilket innebär ca 6,5 m schaktdjup över en stor yta. Under tornet blir schaktdjupet ca 10-12 m. För att stabilisera grävpålarna och motverka horisontaldeformationer under schaktarbetet installeras en jetpelarplatta med ca 2 m tjocklek, se figur 18.



Figur 18 *Jetpelarinstallation pågår nu (okt-nov 2018) mellan grävpålarna för att stabilisera och motverka horisontalrörelser.*

SLUTORD

Grundläggningsarbetet med grävpåleinstallationen avslutades i september 2018. Schakten för 2 källarvåningar har påbörjats liksom jetpelarinstallation. Grävpålarna har instrumenterats för att kunna övervakas under tiden schakt för källarvåningar pågår och allt eftersom last påföres genom byggnation av tornet.

Mycken kunskap kommer därför att erhållas genom den data som kommer att samlas in.

REFERENSER

Ulf Lindfors et al, Itasca Consultans AB, 2017-06-22. *Bergutredning för Karlatornet.*

Andreas Lindelöf, VBK, 2017-06-13. *Projekteringsförutsättningar för Karlastaden.*

Joel Wessman, Norconsult AB, 2017-01-10. *10100-Karlastaden 1A, Geotekniskt PM avseende horisontallaster.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

STOCKHOLM NORVIK HAVN – GRUNNFORSTERKNING AV LEIRE OG STEINFYLLING MED KS-PELER, JETPELER OG DYPKOMPRIMERING

Stockholm Norvik Port – Ground improvement of clay and rock fill using lime cement columns, jet grout columns and dynamic compaction.

Sølve Hov, sivilingeniør, GeoMind

SAMMENDRAG

I forbindelse med utbyggingen av Stockholm Norvik havn brukes flere forskjellige grunnforsterkningsmetoder for å oppfylle krav på setninger og deformasjoner. Området består av bløt leire som til del overlagres av en gammel sprengsteinfyllning. Leiren ble forsterket med kalksement- og jetpeler. Med rett utførelse av jetpelene oppnåddes 1,3-1,4 m i diameter med «single fluid»-metoden. Alt arbeid ble oppfølget med en 3D-modell. Steinfyllningen ble forsterket med opp til 9 m forbelastning og dypkomprimering over et areal av 85 000 m^2. Dypkomprimering ble også utført under vann for fundamentering av en 11 m høy kaikonstruksjon. Grunnforsterkningene ble kontrollert med blant annet sonderinger, kjerneprøvetaking, setnings- og poretrykksmålere, cross-hole seismikk, inklinometre og akselerometre.

SUMMARY

During the construction of Stockholm Norvik Port, several ground improvement methods were used to fulfil criteria for settlement and deformations. The area consists of soft clay, partly overlain by an old rock fill. The clay was improved using lime cement and jet grout columns. With the right execution, the jet ground columns reached a diameter of 1.3-1.4 m using the single fluid method. The works were followed up using a 3D model. The rock fill was improved with an up to 9 m high pre-loading and deep dynamic compaction over an area of 85,000 m^2. Dynamic compaction was also performed under water for the foundation of a 11 m high quay wall. The ground improvements were controlled using for example penetration tests, core sampling, settlement and pore pressure measurements, cross hole seismic tests, inclinometers and accelerometers.

INNLEDNING

Omtrent 50 km sør for Stockholm bygges nå byens største godshavn for å kunne øke kapasiteten av gods inn og ut av storbyregionen, en av Europas raskest voksende. Byggetiden er 4-5 år og når havnen er ferdig år 2020 kommer den kunne ta imot Østersjøens største skip, både for containere og lastebiler. I forbindelse med havnen bygges en ny vei, en ny jernbanelinje og et logistikksenter. En oversikt vises i *Figur 1*.

Figur 1: Illustrasjon over fremtidige Stockholm Norvik havn

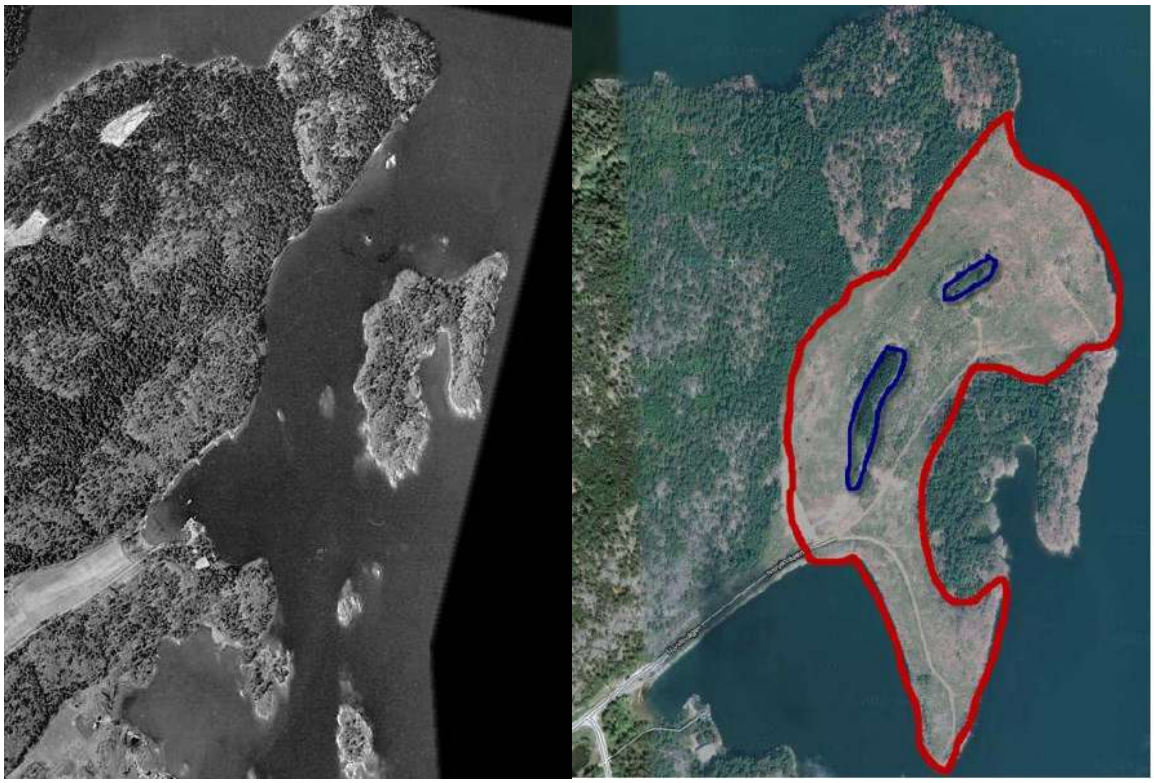
GRUNNFORHOLD

Området der Norvik havn nå bygges er en gammel sprengsteinfylling som ble fyllt ut i sjøen mellom land og to mindre øyer på slutten av 1980-tallet da et nærliggende oljeraffineri ble bygget, se *Figur 1*. Steinfyllingen er opp til ca 25 m tykk og består av fraksjoner fra silt opp til flere meter store blokker. Fyllingen ble tippet fra land med lastebiler.

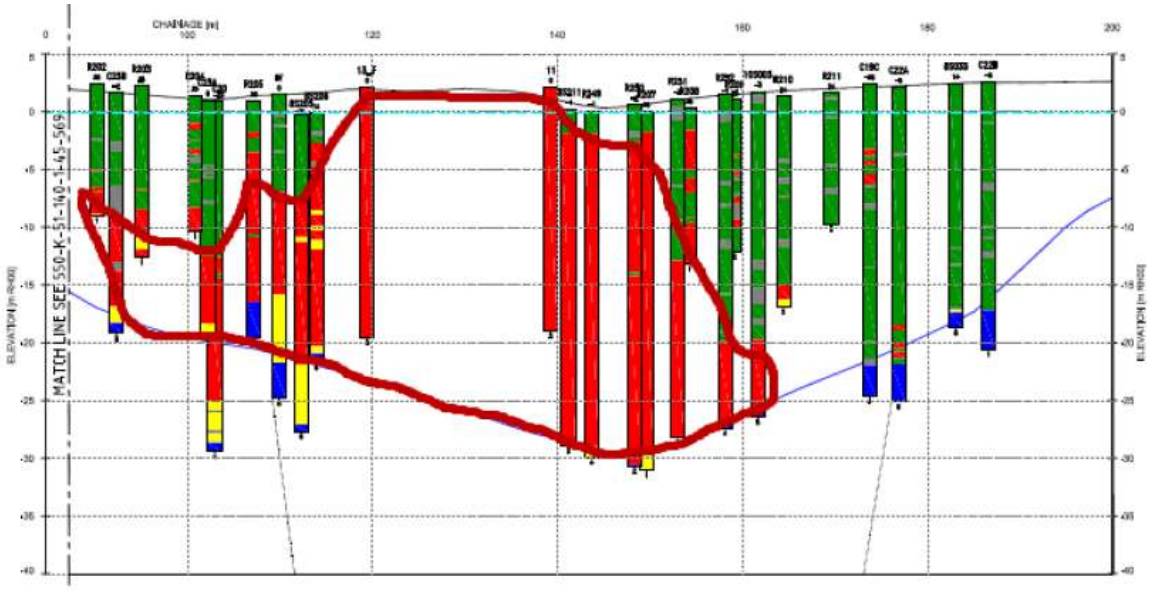
Ved utfyllingen ble den opprinnelige leiren i sjøbunnen innesluttet i steinfyllingen i to relativt store områder, se *Figur 2*. Leiren er bløt med skjærstyrker fra 5-10 kPa og oppover og er opp til ca 30 m tykk.

Et snitt gjennom steinfyllingen og leiren vises i *Figur 3*. I denne kan ses at leirens utbredning er langt større enn det som *Figur 2* indikerer. I snittet kan også ses at steinfyllingen og leiren ofte er blandet, noe som er uungåelig med hensyn til den måten utfyllingen ble gjennomført på. I flere omganger har det blitt gjennomført omfattende grunnundersøkelser for å undersøke området i detalj.

Grunnvannstanden ligger på omtrent 2-3 m dybde under grunnoverflaten. Dybde til fjell varierer sterkt men er som mest opp til ca 30 m.



Figur 2: Området før utfylling på 1980-tallet til venstre, og før dagens utbyggingen ble startet til høyre (rødt = steinfylling, blått = leire ved terrengoverflaten).



Figur 3: Eksempel på snitt gjennom området (grønt = steinfylling, rødt = leire, blått = fjell).

OVERSIKT OVER GRUNNFORSTRERKNINGER

Før utbyggingen startet ble det satt strenge krav på setninger og deformasjon, særlig på containerdelen der flere containere plasseres på hverandre i tillegg til at tunge kraner, på hjul og skinner, brukes for lasting og forflytting av containere. Setningskravene varierte noe over området men var generelt rundt ± 30 mm over 10 m, og/eller en totalsetning på 75 mm.

På grunn av de varierende grunnforholdene et relativt stort antall grunnforsterkninger gjennomført:

- Kalksementpeler ned til 20-23 m dybde der det var leire fra terrengoverflaten,
- Jetpeler i leiren der det var steinfylling over leiren,
- Forbelastning på en del av steinfyllingen,
- Dypkomprimering med fallodd på land på store deler av containerområdet,
- Dypkomprimering med fallodd under vann for fundamentering av kaikonstruksjoner.
- Masseutskifting av leire nær overflaten der det ble oppdaget leire under gravearbeider for bygninger, ledninger mv,

Disse metodene ble valgt basert på et omfattende prøvearbeider med forbelastning, dypkomprimering, stålpeler, pumping av leire mv. Også logistikken på byggarbeidsplassen hadde innvirkning på valg av metode.

FORSTERKNING AV LEIREN

Kalksementpeler

Der det var leire fra terrengoverflaten ble kalksementpeler, KS-peler, brukt. Disse var 0,8 m i diameter og hadde blandingsforhold 70 % sement og 30 % LKD, dvs. lime kiln dust som er et restprodukt fra kalkproduksjon. Mengde bindemiddel var 100 kg/m^3. Pelene ble installert hovedsakelig i skiver med en dekningsgrad på runt 90 %. Det totale omfanget var omtrent 10 000 peler med en total lengde på ca 200 000 m.

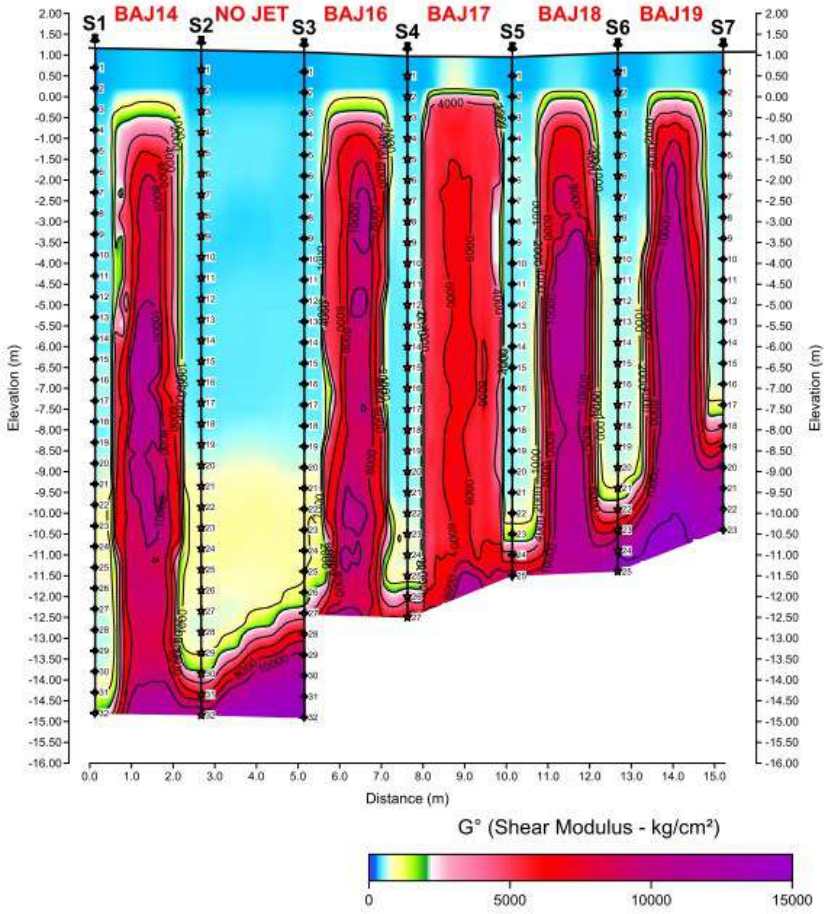
Jetpeler

Der steinfyllingen lå over leiren ble jetpeler utført. Ved oppstart av arbeidet ble flere typer metoder av jetinjisering utprøvd, både «single» og «double fluid», med og uten forskjæring, med og uten foringsrør gjennom steinfyllingen, forskjellig stigningshastighet, trykk mv. Til slutt endte det opp med «single fluid» med forskjæring, dvs. først utspyling av bare vann følgt av utspyling av grout med sement og vann. Grouten ble pumpet ut med 355 l/m og forholdet vann og sement var 1:1,2. Dette skapte jetpeler med totalt 1 ton cement per meter pel.

Ved dimensjonering av jetpelene ble det antatt at de tar all belastning fra steinfyllingen ettersom leiren mellom pelene konsoliderer. Et kvadratisk mønster med 2,5 m sentrumavstand ble utført. Dimensjoneringen ble grunnet på jetpeler med 1,5 m diameter och med 2 MPa i trykkfasthet, men dette ble endret under pågående arbeid til peler med 1,3-1,4 m diameter men med høyere trykkfasthet, ca 3-4 MPa.

På grunn av de spesielle forholdene hadde man et antal utfordringer med arbeidet. En av disse var mangel på overskuddsmasser som i normale fall kommer opp langs borestangen og er vanligvis en del av kontrollen for utførelse av jetpeler. Dette var uavhengig av bruk av foringsrør eller ikke. Konklusjonen ble at disse massene forsvant i den svært permeable steinfyllingen, og etter noen ukers arbeid ble det bestemt å utføre jetinjiseringen uten foringsrør gjennom steinfyllingen.

En annen utfordring var å med jetpelingsutstyret identifisere grensen mellom leire og steinfyllingen ettersom den varierte kraftig og leiren og steinfyllingen til del også var oppblandet. I et særlig vanskelig område, som ikke var større enn en fotballbane, ble det derfor bestemt at på forhånd utføre over 400 såkalte jord-bergsonderinger, en enklere type av totalsondering, i annenhver jetpel. Dette ble gjort for å unngå at for lange jetpeler ble utført.



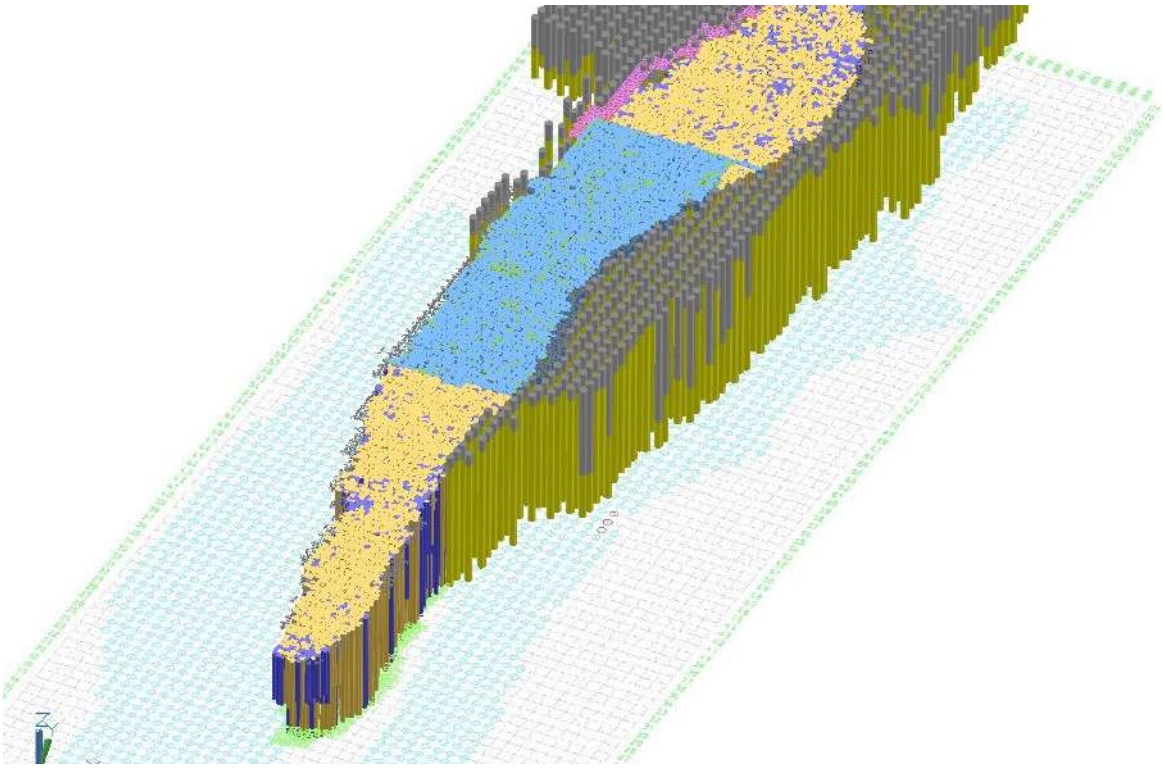
Figur 4: Eksempel på kontroll av jetpeler med cross-hole seismiske undersøkelser.

Kontroller av utførte og herdede jetpeler ble utført med kjerneprøvetaking og cross-hole seismiske undersøkelser, se eksempel i *Figur 4*.

Totalt omfang av jetpelene ble til slutt ca 3 500 peler med en total lengde på 43 000 m og prosjektet ble Sveriges gjennom tidene største grunnforsterkningsprosjekt med jetpeler.

3D-modell

Forsterkningen med KS- og jetpeler ble kontinuerlig følget opp i en 3D-modell. Dette viste seg å være svært praktisk i flere tilfeller. Blant annet hadde man i noen områder problemer med å få ned KS-pelene til full dybde på grunn av et 2-3 m tykt sand- og gruslag på omtrent 10 m dybde i leiren. I visse områder ble man derfor tvunget til å utføre kompletterende forsterkning med jetpeler under sand- og gruslaget. Jetpelmonitoren ble ført ned mellom KS-pelene og det ble utført jetpeler fra bunn av leiren opp til sand- og gruslaget. Ved bruk av 3D-modellen kunne man på en relativ enkel måte følge opp registrert dybde for hver enkelt KS-pel samtidig som man hadde en 3D-modell av jordlag fra tidligere utførte sonderinger. Et eksempel fra 3D-modellen vises i *Figur 5*.



Figur 5: Oppfølging av KS- og jetpeler i 3D.

FORSTERKNING AV STEINFYLLINGEN

Forbelastning

I deler av havneområdet ble steinfyllingen forsterket med forbelastning for å minimere fremtidige krypdeformasjoner. Denne var opp til 9 m høy med en liggetid på omtrent 12 måneder. Forbelastningen ble følgt opp med setningsplater i underkant forbelastning.

For et antall år siden ble det utlagt en prøvefylling på 30 x 30 x 5 m for å undersøke krypegenskapene i steinfyllingen. Ved prøvefyllingen ble ca 150 mm setning utviklet de første to ukene, og ytterligere ca 100 mm i løpet av 4 års liggetid. Basert på setningsmålinger ble en setningsmodul beregnet å være økende med kvadratroten til dybden opp til rundt 10 MPa på 10 m dybde. Denne prøvefyllingen utgjorde et verdifullt grunnlag for dimensjonering av den riktige forbelastningen som funksjon av liggetid, dybde till fjell og høyde.

Dypkomprimering på land

I deler av havneområdet som vil omfatte containerhåndtering ble dypkomprimering utført. Et fallodd med 20 tons vekt og med 20 m fallhøyde ble brukt i punkter med 2,5 m sentrumavstand. Arbeidet ble utført med to overfarter og falloddet ble droppet 6 ganger i hvert punkt. Totalt omfang var omtrent 84 000 m^2 og ca 14 000 punkter. Et bilde fra arbetet vises i *Figur 6*.

På grunn av sprengsteinfyllingens sammensetning med fraksjoner fra silt til flere meter store blokker, var det vanskelig å tolke maksimal dybdevirkning med f eks sonderinger. Ved bruk av inklinometre og ekstensometre kunne derimot dybdevirkningen oppmåles til omtrent 10 m. Dette motsvarer en konstant $k \approx 0{,}5$ iht Menards ekvasjon der falloddets vekt og fallhøyde inngår (*Menard & Broise, 1975; Mayne et al, 1984*). Dette er noe lavere enn andre prosjekter i Norge og Sverige (se f eks *Stordal & Simonsen, 1993*).

Figur 6: Dypkomprimering på land (bilde tatt av NCC).

Også akselerometre ble brukt for å undersøke sprengsteinsfyllingens reponse ved nedslag. Dette ble første gang brukt på 1970-tallet for å korrelere mot statiske platebelastninger (f eks *Hansbo, 1977*). En grundig studie av resultetene ble gjort, se videre beskrivelse i *Hov et al (2018)*.

Dypkomprimeringen ble kontrollert med måling av kraterdybder og med skanning fra droner. Kraterdybdene varierte hovedsakelig opp til ca 1,5 m, men i de tilfeller det var leire nær overflaten sank falloddet flere meter. Masseutskifting ble da utført.

Dypkomprimering under vann

Langs kailinjen på ro-ro-delen, dvs. den del som omfatter lastebilstrafikk på og av skipene, ble mudring av leire på sjøbunn utført ned til 30-35 m under vannoverflaten. En sprengsteinsfylling ble så utlagt for å fundamentere 11 m høye kaikonstruksjoner. Kaikonstruksjonen var L-elementer som ble støpt på land og deretter senket ned i vann.

Sprengsteinsfyllingen ble komprimert i tre lag under vann med fallodd, se bilde i *Figur 7*. Arbeidet ble hovedsakelig utført med samme prinsipp som på land, dvs. med et lodd med 20 tons vekt og med 6 dropp i hvert punkt som hadde 2,5 m sentrumavstand. Fallhøyden var derimot avhengig av vanndybden, og steinfyllingen ble komprimert i tre lag med henholdsvis 25, 19 og 13 m vanndybde. Hvert lag som ble komprimert var altså ca 6 m tykt.

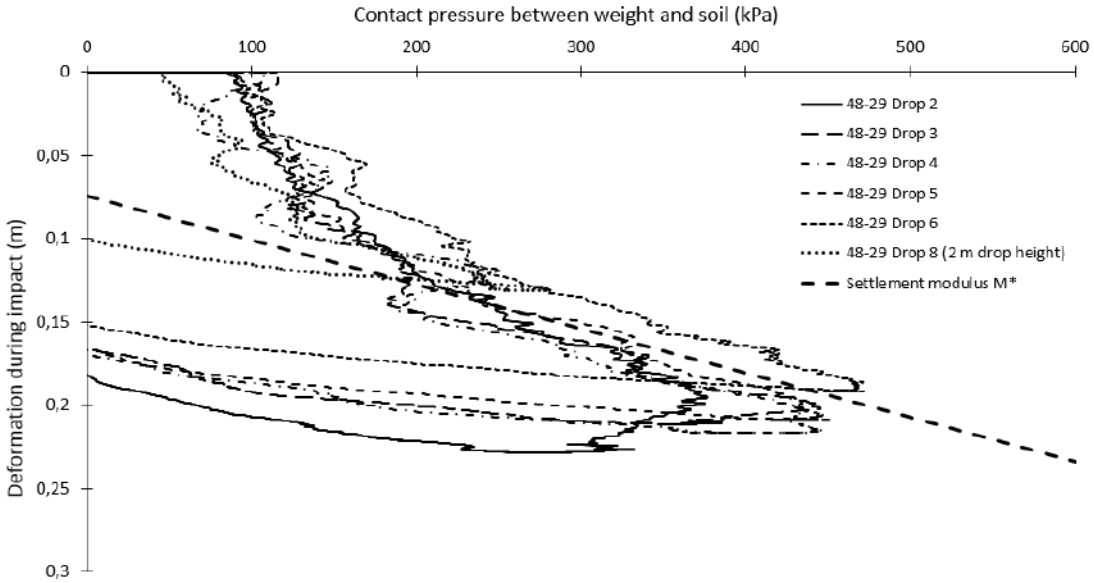
Figur 7: Fallodd for dypkomprimering under vann (akselerometeret er montert lengst opp til venstre for å unngå skader av kjettingene).

Dybdevirkningen av komprimering med fallodd under vann blir betydelig mindre enn på land, grunnet Arkimedes prinsipp og en lavere hastighet på falloddet ved nedslag. Selv om dypkomprimering med fallodd under vann er brukt rundt omkring i verden, er lite forsket på dybdevirkningen som følge av den lavere energien ved nedslag. Det ble derfor gjort forsøk med måling med akselerometre på falloddet også under vann, noe som kan være unikt i verden.

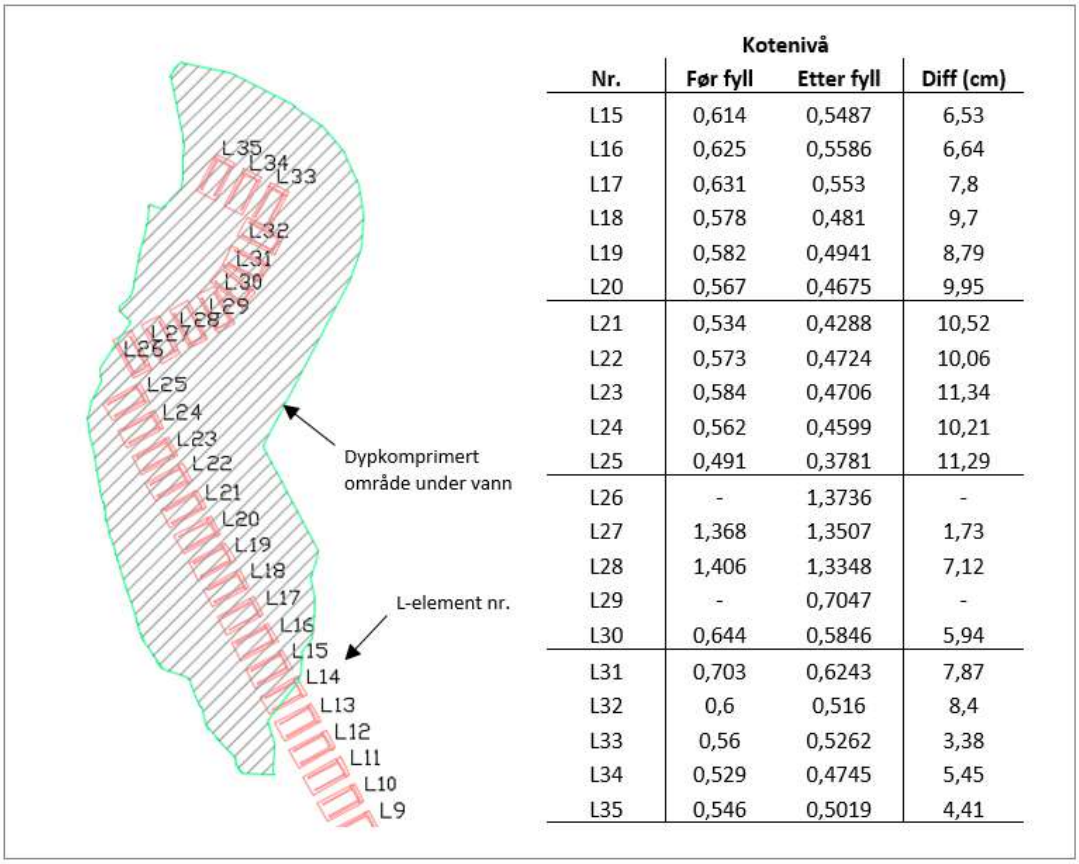
Gjennom en grundig teoretisk analyse av blant annet vannstrømning rundt falloddet, kinetisk energi ved nedslag samt analyse av akselerometermålingene, ble det konkludert at komprimeringen hadde en dybdevirkning på rundt 3-4 m. Analysen av dette beskrives i detalj i *Hov et al (2018)*. På samme måte som på land ble det også gjort forsøk å korrelere resultatene fra akselerometermålingene med statiske platebelastninger (f eks *Hansbo, 1977*). Dette gjøres ved å dobbelt integrere oppmålt akselerasjon mot tid og med omregning via Newtons andre lov for å få bevegelse, dvs. setning, som funksjon av belastning. Et eksempel på resultat av dette vises i *Figur 8*. Formålet var å forsøke forutsi de deformasjoner som skulle oppstå når kaikonstruksjonene ble senket ned i vann og motfyllt med sprengstein. Ut fra analysene ble det estimert en setning på ca 5-10 cm. Større setninger kunne ha resultert i at L-elementene ikke hadde oppfyllt sin funksjon og kunne dermed gitt svært store kostnader i form av å gjøre om arbeidet eller finne en annen teknisk løsning.

Senere innmålinger av L-elementene før og etter motfylling med sprengstein viste på faktiske setninger mellom ca 2 og ca 11 cm for de L-elementene som ble plassert på den dypkomprimerte sprengsteinsfyllingen under vann, se *Figur 9*.

Dypkomprimeringen under vann omfattet totalt ca 30 000 m^2 og 5 000 punkter. Bortsett fra akselerometermålingene ble arbeidet også kontrollert med multistråle-ekkolodd.



Figur 8: Eksempel på resultat av beregnet bevegelse, dvs. setning, som funksjon av belastning fra akselerometermålinger av falloddets nedslag under vann. Bortsett fra en initial dynamisk effekt, kan den lineære delen antas være lik en statisk belastning (se tolket «settlement modulus»).



	Kotenivå		
Nr.	Før fyll	Etter fyll	Diff (cm)
L15	0,614	0,5487	6,53
L16	0,625	0,5586	6,64
L17	0,631	0,553	7,8
L18	0,578	0,481	9,7
L19	0,582	0,4941	8,79
L20	0,567	0,4675	9,95
L21	0,534	0,4288	10,52
L22	0,573	0,4724	10,06
L23	0,584	0,4706	11,34
L24	0,562	0,4599	10,21
L25	0,491	0,3781	11,29
L26	-	1,3736	-
L27	1,368	1,3507	1,73
L28	1,406	1,3348	7,12
L29	-	0,7047	-
L30	0,644	0,5846	5,94
L31	0,703	0,6243	7,87
L32	0,6	0,516	8,4
L33	0,56	0,5262	3,38
L34	0,529	0,4745	5,45
L35	0,546	0,5019	4,41

Figur 9: Resultater av innmåling av L-elementer før og etter motfylling med sprengstein bak elementene.

KILDER

Hansbo, S., 1977. Dynamic consolidation of rockfill. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 241-246.

Hov, S., Eriksson, H. og Wersäll, C. Dynamic compaction of rockfill on land and under water at Stockholm Norvik Port. Proceeding of the 2018 DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement, Rome, Italy, pp. 1100-1109.

Mayne, P. W., Jones, J. S. og Dumas, J. C., 1984. Ground response to dynamic compaction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, No. GT6, 757-773.

Menard, L. og Broise, Y., 1975. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. Géotechnique, 25, No. 1, 3-16.

Stordal, A. og Simonsen, A. S., 1993. Dypkomprimering av steinfylling i Njupsvikane på Kollsnes. Geoteknikkdagen, Norges Geotekniske Forening, s. 21.1-21.14.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

EFFECT OF CONE TYPE ON MEASURED CPTU RESULTS FROM TILLER-FLOTTEN QUICK CLAY TEST SITE

Sammenligning av resultater med CPTU-sonder fra forskjellige leverandører

Anders Lindgård, Aleksander Gundersen, Tom Lunne, Jean-Sebastien L'Heureux, Kristoffer Kåsin, Norges Geotekniske Institutt (NGI). Eigil Haugen, Statens vegvesen. Arnfinn Emdal, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Martin Carlson, Geotech. Ard Veldhuijzen, Geomil. Ervis Uruci, Pagani.

SUMMARY

Eight different cone penetrometers from five manufacturers have been used in a comparative testing program at the Norwegian GeoTest site (NGTS) on quick clay at Tiller-Flotten, Norway. With one exception, tests with all cone types give quite repeatable penetration pore pressure u_2 below 4 m depth. Scatter in measured u_2 generally increases with depth. Overall, measured cone resistance, q_c, varies somewhat more between tests with the same cone. When comparing corrected cone resistance q_t between different cone types, the scatter is larger than for u_2. Some of the cone types give relatively good repeatability for sleeve friction, f_s, readings, while some show large variation. When comparing f_s from different cone types the variation is quite large, which is in line with previous experience. An attempt has been made to understand the reasons for the large f_s variations. The study has confirmed that temperature effects can be important for some cone penetrometers. These effects can be eliminated or reduced by following the ISO standard.

SAMMENDRAG

Åtte ulike CPTU-sonder fra fem produsenter har blitt brukt i en sammenlignende studie utført på Nasjonale GeoForsøksfelt-prosjektet (NGTS) sitt kvikkleirefelt på Tiller-Flotten, Norge. Med ett unntak gir testene med alle de ulike sondene rimelig repeterbare resultater for penetrasjonsporetrykk u_2 under 4 m dybde. Spredning i målte verdier av u_2 øker generelt med dybden. En generell trend er at spissmotstanden q_c varierer litt mer mellom tester med samme sondetype. Når man sammenligner korrigert spissmotstand q_t fra ulike sondetyper, kan man se at q_t viser større variasjon enn u_2. Noen sonder gir relativt god repeterbarhet av målt sidefriksjon f_s, mens andre viser stor variasjon. Når man sammenligner ulike sonder, er det stor variasjon i målingene av f_s. Dette er i tråd med tidligere erfaringer. Det er forsøkt å forstå årsakene til de store variasjonene i f_s. Dette studiet bekrefter at temperatureffekter kan være viktige for noen sondetyper. Disse effektene kan bli eliminert eller redusert ved å følge ISO-standarden.

INTRODUCTION

It is a well-known fact that even if cone penetrometers (CPTU) adhere to the international standards (e.g. *ISO 22476-1:2012*), results of tests using equipment from different manufacturers can give different results (e.g. *Lunne et al.(1986), Gauer et al. (2002), Powell & Lunne (2005), Tigglemann & Beukema (2008), Lunne (2010), Cabal & Robertson (2014)*).

This is particularly a problem when soil investigation contractors using different cones operate in the same area, and especially on the same project.

Lunne et al. (1986) carried out a comprehensive laboratory and field study comparing tests results from cone penetrometers from 8 different manufacturers. That study showed that the cone resistance (q_c), sleeve friction (f_s) and penetration pore pressure (u_2) could vary significantly, depending on the equipment used. A later study by NGI *(Gauer et al. 2002)* based on a number of different cone penetrometers tested in Onsøy clay showed that the situation had improved. The cone resistance showed relatively small scatter, and the penetration pore pressure was even more repeatable from one cone type to another. However, the scatter in the measured sleeve friction, and hence the friction ratio (F_r), was very significant. *Powell & Lunne (2005)* showed that if calibration of all cone penetrometers used was done in a consistent manner by one organization who also carried out all tests, then the variation in results will be reduced.

Over the last few years further improvements in cone design and electronics have occurred by some cone manufactures. The establishment of five new national test sites in Norway (Norwegian GeoTest Sites (NGTS), *L'Heureux et al. (2017)*) has given the opportunity to revisit the problem of uncertainties in CPTU test results by inviting several companies to do testing at 4 of the sites. The aim of this study is to compare CPTU test results collected by five different companies and eight different cone types at the Norwegian GeoTest Site (NGTS) on quick clay at Tiller-Flotten.

This paper includes only results of tests from the quick clay site at Tiller-Flotten. Test results from the soft clay site at Onsøy have already been presented in *Lunne et al. (2018)*. In the present study, tests with cone types 3, 5 and 12 were carried out by the cone manufacturer using one rig. Tests with cone types 7 and 8 were also performed with one rig and the same personnel. For all the other cone types, tests were carried out by different personnel and rigs. It cannot be excluded that this also has had an influence on the results of tests with different cone types. It was planned that all tests should be carried out following the requirements given in *ISO 22476-1:2012.* As will be discussed in the following, the issue of taking zero readings close to ground temperature was addressed to a very little extent.

TILLER-FLOTTEN QUICK CLAY TEST SITE

The Tiller-Flotten quick clay test site is located in the municipality of Trondheim, about 20 minute drive south of the Trondheim city center. This site is part of the NGTS infrastructure project where 5 national geotechnical test sites have been established (*L'Heureux et al. (2017)*). The test area at Tiller-Flotten consist of a ca. 50 m thick marine clay deposit with homogenous soil conditions over the testing area. Figure 1 shows a borehole log from the location of the CPTU tests. At the Tiller-Flotten site quick clay (i.e. clay with $c_{ur} < 0.5$ kPa) occur between depths of 7 and 20 m. A coarser layer is also identified at about 20 m below the surface. This layer likely drains the upper clay deposit and affects the in situ pore pressure which is less than hydrostatic. Details considering site characterization will be published as NGTS factual (*NGTS (2018b)*) and interpretation reports.

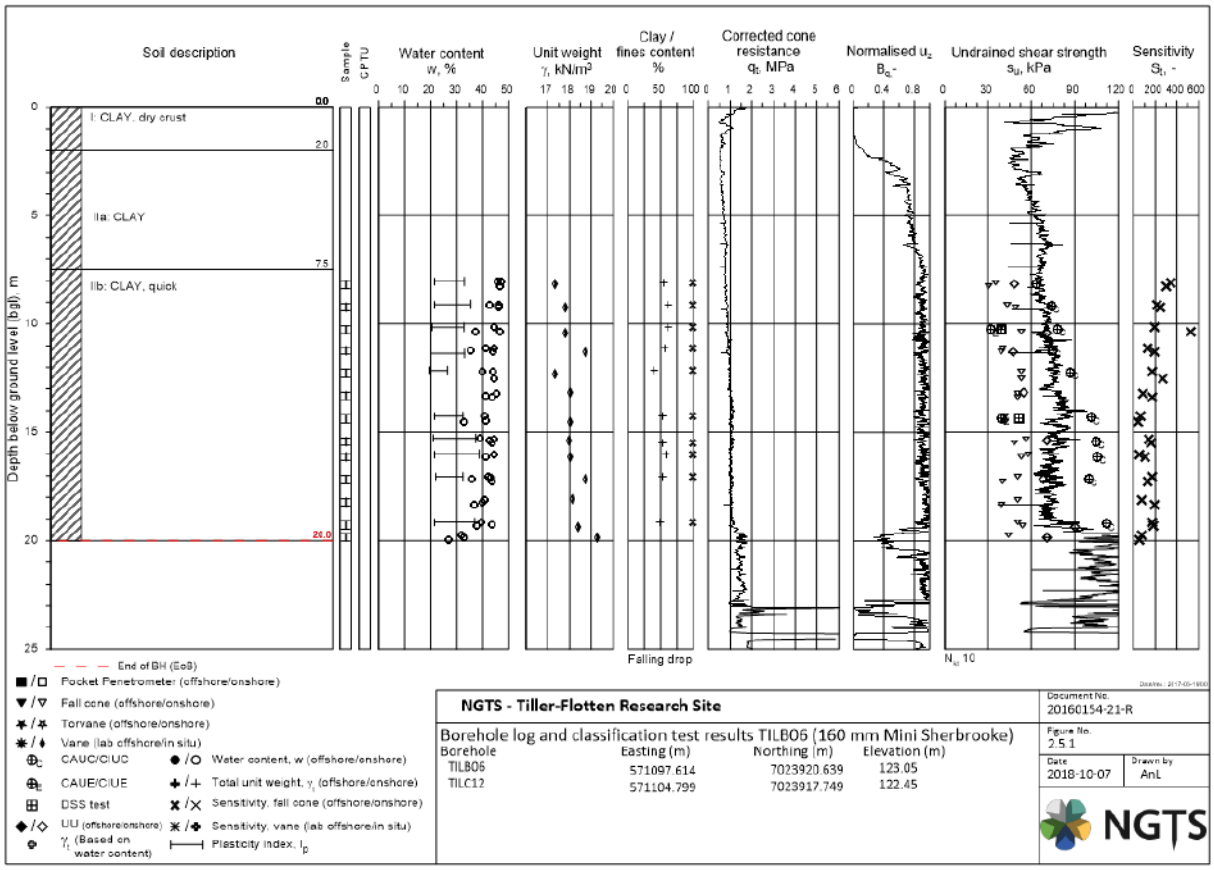


Figure 1: Borehole log from Tiller-Flotten

DESCRIPTION OF CONE PENETROMETERS

Prior to CPTU testing at Tiller-Flotten each cone manufacturer was asked to calibrate their instruments and perform the tests following requirements and recommendations in international standards and guidelines. Eight different cone penetrometers from five manufacturers were used in the present study. Some key dimensions and other information about the cone penetrometer is given in Table 1.

Seven of the cone penetrometers are of the compression type with both cone resistance (q_c) and sleeve friction (f_s) being measured by separate compression load cells (see Table 1). One of the cones is of the subtraction type where one compression load cell measures q_c, and another load cell measures $q_c + f_s$. Then f_s can be calculated by subtraction.

The penetration pore pressure is measured at the location just above the conical part, u_2.The pore pressure measurement systems vary as shown in Table 2 where the filter type and saturation fluid are summarized. Seven of the cones use filter made of bronze, brass or stainless steel. Six of these use silicon oil as saturation fluid and one uses glycerin. One of the cone penetrometers use a so-called slot filter. As described in *ISO 22476-1:2012*, in this system the pore pressure is measured by an open system with a 0.3 mm slot immediately behind the conical part. The slot communicates with the pressure chamber through several channels. De-aired water, antifreeze (glycol) or other liquids can be used to saturate the pressure chamber, whereas the channels are saturated with gelatin or a similar liquid.

Table 1: Properties of the cone penetrometers used. Lengths given in mm, areas in mm², capacities in MPa

Cone type	D_1	D_2	h	L_1	A_c	A_{sb}	A_{st}	A_s	a-nom	b-nom	Cone type	Cone capacity q_c	f_s	u_2
1	35.8	35.8	10.0	134	1004	200	200	15015	0.8	0	Comp	50	1.6	2.5
2	35.9	36.0	10.0	134	1012	163	163	15155	0.85	0	Comp	25	0.5	2
3	36.0	36.1	10.0	135	1000	219	219	15000	0.8	0	Subtr	100	1	2
5	36.0	36.1	10.0	135	1000	219	219	15000	0.8	0	Comp	50	0.5	2
6	36.0	36.0	10.0	135	1017	297	168	15268	0.69	0.008	Comp	50	1	2
7	35.7	35.9	7-10	134	1000	263	263	15000	0.75	0	Comp	75	1	2
8	35.7	35.9	7-10	134	1000	263	263	15000	0.75	0	Comp	7.5	0.15	2
12	44.1	44.2	12.2	165	1500	309	309	22500	0.8	0	Comp	100	1	2

Table 2: Pore pressure measurement systems

Cone type	Filter type	Saturation fluid
1	Bronze	Silicone ISOVG 100
2	Bronze	Glycerine
3	Brass 38 micron (SIKA B-20)	Silicone oil 200 fluid 50 cSt
5	Brass 38 micron (SIKA B-20)	Silicone oil 200 fluid 50 cSt
6	Slot	Grease/Oil
7	Stainless steel, S/S 10 µ	Silicone oil, DC200, 50 cSt
8	Stainless steel, S/S 10 µ	Silicone oil, DC200, 50 cSt
12	Brass 38 micron (SIKA B-20)	Silicone oil 200 fluid 50 cSt

TEST PROGRAM

The tests included in this paper were carried out between 22nd September 2017 and 30th May 2018 within an area of 4.5 m by 16 m. All tests were carried out to at least a depth of 20 m below ground level. Due to various circumstances a various amount of soundings (2-4) were carried out with each of the cone penetrometers. Predrilling to depths of ca. 2 m was used for the tests with cones 2, 7 and 8. For all the tests parameters q_c, u_2, f_s, penetration speed/time and inclination were measured.

According to the original plan, all the tests should be performed at least 2 m away from other soundings. Due to various circumstances, the distance was smaller for quite a few tests. For all tests with cone types 3, 4, 5, 11 and 12 the tests were done with 1.0 m spacing. The exception is test TILC12 with cone type 5, which was performed 0.6 m away from a rotary pressure sounding. Test TILC16 with cone type 2 was also performed 0.6 m away from another CPTU test. For the other sounding the distance was about 2 m.

PROCESSING AND INTERPRETATION OF RESULTS

Correction of measured results

Depth correction was performed as described in *ISO 22467-1: 2012* (same method as in *Norwegian Geotechnical Society (NGF) Guideline No. 5 (2010)*). The formula for correction is given in the following:

$$z_i^{corr} = z_{i-1}^{corr} + (z_i^{uncorr} - z_{i-1}^{uncorr}) * \cos(TA_{i-1})$$

Here, i denotes the depth index, z^{corr} is the corrected depth (m), z^{uncorr} is the uncorrected depth (m) and TA denotes the tilt angle.

At a depth of 30 m the inclination for most of the performed tests was in the range 0-6 degrees. However, tests no. TILC17, TILC19 and TILC20 performed with cone 6 had an inclination of 22-23 degrees when they were terminated at ca. 20 m depth. For TILC19 this leads to a depth correction of 59 cm. For tests with large tilt angles, lack of correction may lead to relatively large errors in measured depth.

When evaluating the results it became clear that some of the cone tests were influenced by zero shifts due to difference in air temperature (generally around 15 °C) and temperature in the ground (about 8 °C).

Laboratory calibration tests by two of the manufacturers (cones 1 and 3) showed that zero shifts due to change in temperature from 15 to 7°C lead to too low q_c values by 50 – 100 kPa. For f_s, temperature zero shifts were 1 – 4 kPa for the same cones. For u_2, the temperature zero shifts were not significant. Cone types 5 and 12 are made by the same manufacturer as cone type 3. It was assumed that the temperature effects for all three cones are the same.

Correction for temperature was applied to all cones, except cone type 6 where no calibration data was available. Figures 2-4 show measured values of q_c, u_2 and f_s that have been corrected for temperature effects according to Table 3.

Table 3 shows the correction of pressures per 1 °C change in temperature. It also gives the difference between air and in situ soil temperature at the time of testing, as well as the pressure correction in kPa. Last, the table gives the potential error due to temperature change as percent of typical values at 10 m depth (q_c = 800 kPa, f_s = 8 kPa, u_2 = 800 kPa). The table clearly shows that the relative error due to temperature change may be large, especially for f_s. u_2 is less influenced than q_c by temperature change. Cone type 2 is relatively little influenced by changes in temperature compared to the other cones.

Table 3: Overview of temperature corrections

Cone type	Representative air temperature	Pressure rate of change [kPa/ºC]			Maximum temperature correction [kPa (% error)]		
	[ºC]	q_c	f_s	u_2	q_c	f_s	u_2
1	17	11.70	0.120	0.120	105 (13 %)	1.1 (14 %)	1.1 (0.1 %)
2	16	0.60	0.011	0.021	5 (1 %)	0.1 (1 %)	0.2 (0.0 %)
3	14	5.50	0.490	-0.800	33 (4 %)	2.9 (37 %)	-4.8 (-0.6 %)
5	14	5.50	0.490	-0.800	33 (4 %)	2.9 (37 %)	-4.8 (-0.6 %)
6	10-18	NA	NA	NA	-	-	-
7	11-19	2.75	0.050	0.870	30 (4 %)	0.6 (7 %)	9.6 (1.2 %)
8	8-19	2.75	0.050	0.870	30 (4 %)	0.6 (7 %)	9.6 (1.2 %)
12	14	5.50	0.490	-0.800	33 (4 %)	2.9 (37 %)	-4.8 (-0.6 %)

ISO 22476-1:2012 (and *Norwegian Geotechnical Society (NGF) Guideline No. 5 (2010)*) gives requirements for minimum allowable accuracy as percent of the measured value. If a requirement for minimum allowable accuracy of 5 % of the measured value is used as a criterion, it can be seen that for q_c that for cone type 1 this requirement is not met. If for f_s a requirement of 10 % minimum allowable accuracy is used, four cones do not meet the

requirement. For the pore pressure the effect of temperature change is very small compared to q_c and f_s.

Derived parameters
The parameters q_t, F_r and B_q have been derived from the measured parameters. They are defined as follows:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_n} = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_n} = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

Representative average results
Several soundings have been carried out with each cone type. Only cones with more than one sounding have been included in the comparison. Before comparing individual test results, and results from different cone types, it is important to define representative results for each test and each cone type excluding anomalies and obviously erroneous measurements. Measurements that are considered not to be reliable have been excluded from further comparison. The list below provides general reasons for partially or completely leaving out some tests from the representative profiles:

1. Measurements with significant zero drifts.
2. Measurements indicating interference with neighboring soil investigations.

After disregarding results that are considered not to be reliable, a simple procedure defines the representative CPTU results for each cone type as illustrated below (the corrected cone resistance is used in the example).

$$q^i_{t,reprType} = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{j=n} q^j_{t,meas.}$$

Here n is the number of CPTU tests carried out with a specific penetrometer type, j is the CPTU test index and i is the depth index.

TEST RESULTS FOR EACH CONE TYPE

All of the results are presented in detail in the report *NGTS (2018a).*

Figures 2-4 exemplify the repeatability of the results for cone types 2, 6 and 8. The repeatability of f_s is clearly poor for cone type 2, and this is the case for most cone types. f_s repeatability is actually quite good for cone type 8. This may be related to the lower sleeve friction capacity of cone type 8, and thereby utilization of a larger part of the measuring range. u_2 generally shows good repeatability, but there are some problems down to 4-5 m depth which could be related to poor saturation. q_c exhibits slightly lower repeatability

compared to u_2, but much better than f_s.

For illustration purposes Table 4 gives the variations in ranges for six of the cone types in absolute values in kPa and also in % of the average reading at 8 m at the Tiller-Flotten site. Again using 5 % as a basis for comparison for q_c it can be seen from Table 4 that five of the six cones included in the table has larger variation in q_c than 5 %, and as large as 22 %. For the sleeve friction four cones have larger than 10 %, and two of the cones have around 45 % which is very significant. For the u_2 measurements the variations are smaller, with 9 % as the maximum.

Table 4: Ranges in measured values for the three sensor types at Tiller-Flotten

Cone type	1	2	3	5	6	7	Unit
q_c	130(4)*	10(3)	20(2)	50(4)	40(4)	80(3)	kPa
	22.0	1.3	11.8	7.6	5.7	11.8	%
f_s	1.3	2.1	0.1	2.0	2.7	1.6	kPa
	17.1	3.9	1.3	48.0	42.9	21.5	%
u_2	21.0	63.0	4.0	51.0	21.0	6.0	kPa
	3.0	9.1	0.6	7.5	3.2	0.8	%

Notes: Number in bracket gives number of tests.

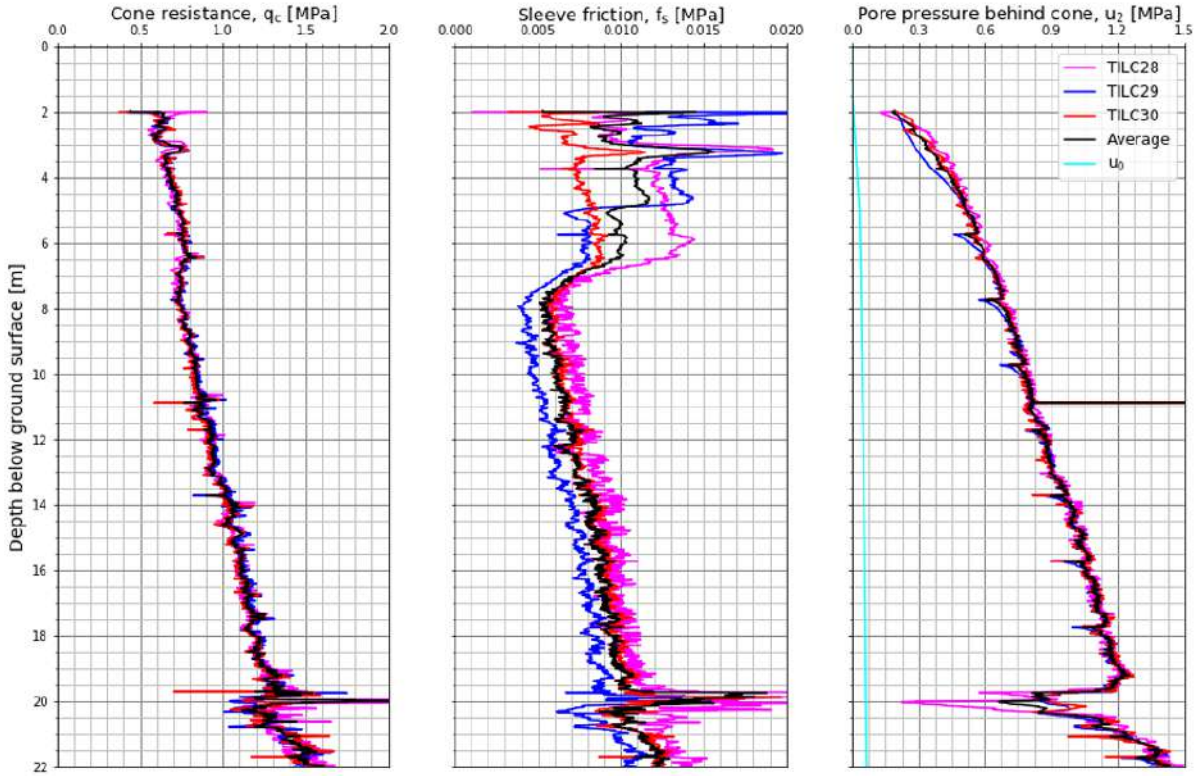


Figure 2: Measured parameters with cone type 2

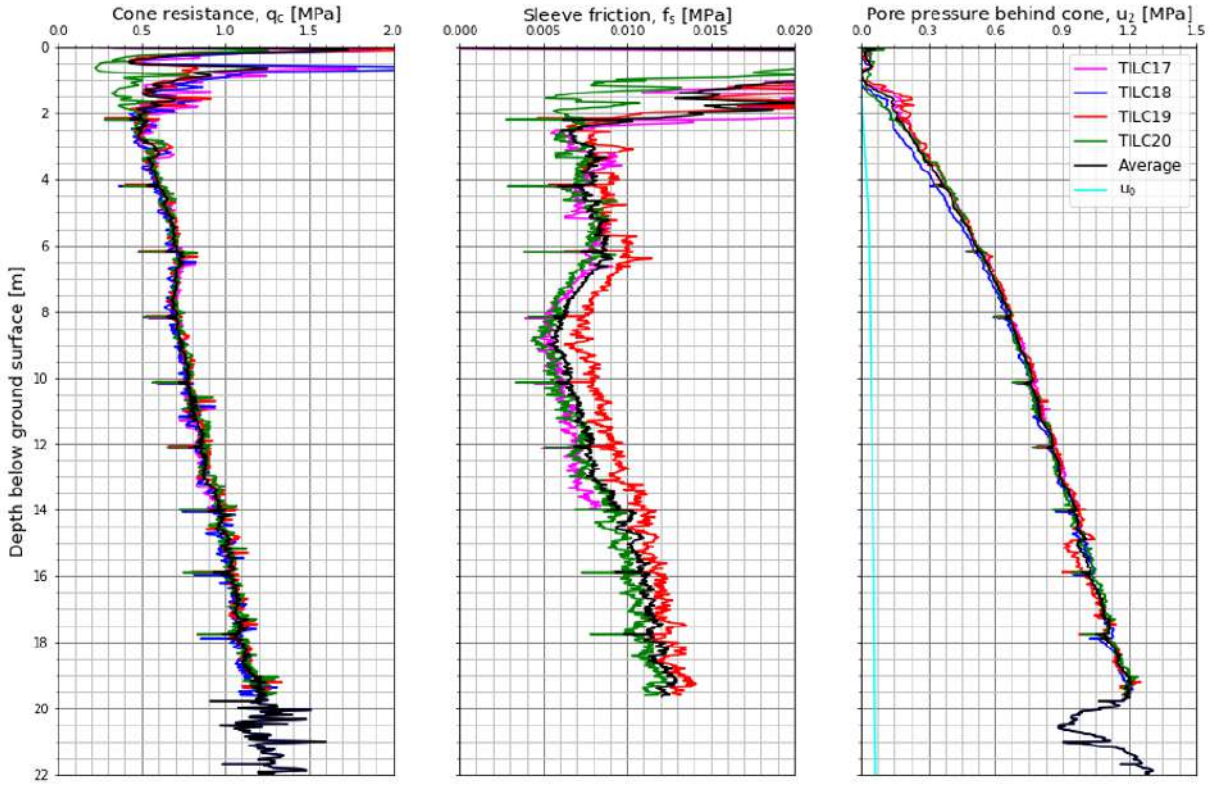


Figure 3: Measured parameters with cone type 6

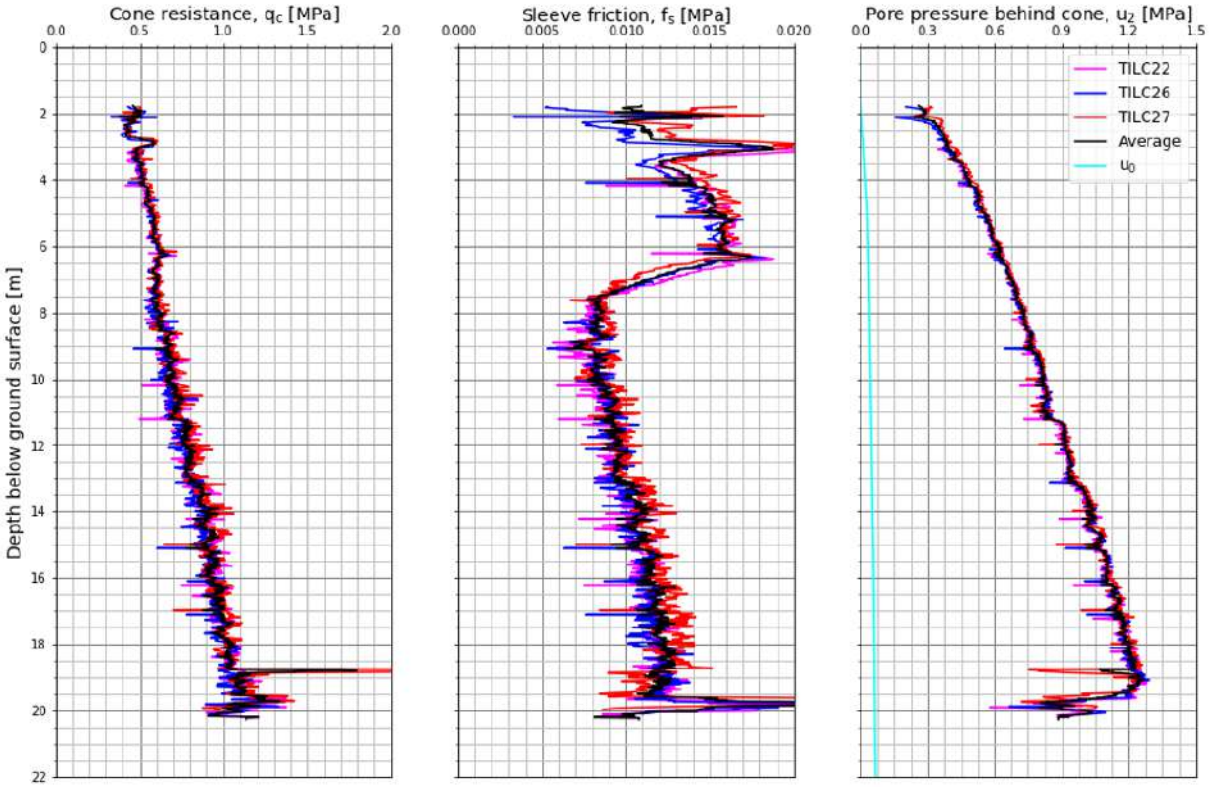


Figure 4: Measured parameters with cone type 8

From the above the following can be observed (using 8 m depth as an example):

- Some of the cone penetrometers have unsatisfactory u_2 response in the upper 4-5 m due too poor saturation.
- Below 4-5 m the variation in u_2 is generally small.
- The repeatability of the measured q_c (corrected for temperature effects) is 1-22 % of the mean value. This is somewhat larger than for u_2 and larger than what was reported for q_c at the Onsøy site (*Lunne et al. (2018)*).
- The repeatability for the f_s is good for two cone types and not so good for the other four cone types. This is in line with previous experience (e.g. *Gauer et al. (2002)*). One should bear in mind that the measured f_s values are indeed very small (< 1 % of measurement range of the load cell).

COMPARISON OF REPRESENTATIVE RESULTS

Figure 5 shows comparison of the representative averages for the three sensors for all the cones used at Tiller-Flotten. In addition to q_t, f_s and u_2, the derived parameters F_r and B_q are plotted.

Since q_t is corrected for pore pressure effects, differences in a-factors cannot explain the differences in Figure 5.

After testing at Tiller-Flotten, calibration was checked by the manufacturer of cone type 8. The results indicate that the cone resistance q_c should be increased by 8 %. This correction has not been made in Figures 4 and 5. Correcting the measures values would bring q_t of cone type 8 closer to the average for all of the cones in Figure 5.

Except for cone 6, u_2 shows quite good comparison among the cone types between 4 and 8 m depth. Cone 6 have lower values (30 – 100 kPa) and this may be due to poor saturation in this depth interval. Another explanation may be that the tests with cone type 6 have penetration speed 12 mm/s, while all the other tests have 20-24 mm/s. Lower speed will generally yield a small decrease in measured u_2. However, below 8 m depth cone type 6 records values similar to the other cones. Cone type 6 is the only cone using a slot (filter) instead of a filter, and this may be a possible explanation why u_2 is lower. On the other hand, *Lunne et al. (2018)* report that the cone with slot filter gave consistently higher u_2 values compared to the other cones at Onsøy. Cone type 6 has relatively large inclination at the end of the soundings (22-23 degrees) compared to all of the other tests (0-6 degrees). The depths of the results have been corrected for inclination, but it is unknown if the high inclination affects the measured results in any other way. The scatter in the u_2 measurements generally increases with depth.

Cone type 12 has a 15 cm^2 cone tip area with a proportionally larger sleeve area compared to all of the other cone types, which are 10 cm^2 cones. In the quick clay layer (below ca. 8 m depth) cone type 12 shows the lowest measurements of f_s. The same cone also gives relatively low values of u_2 compared to the average for all of the cones below 10 m depth. It is unknown whether or not this may be due to the diameter of the cone.

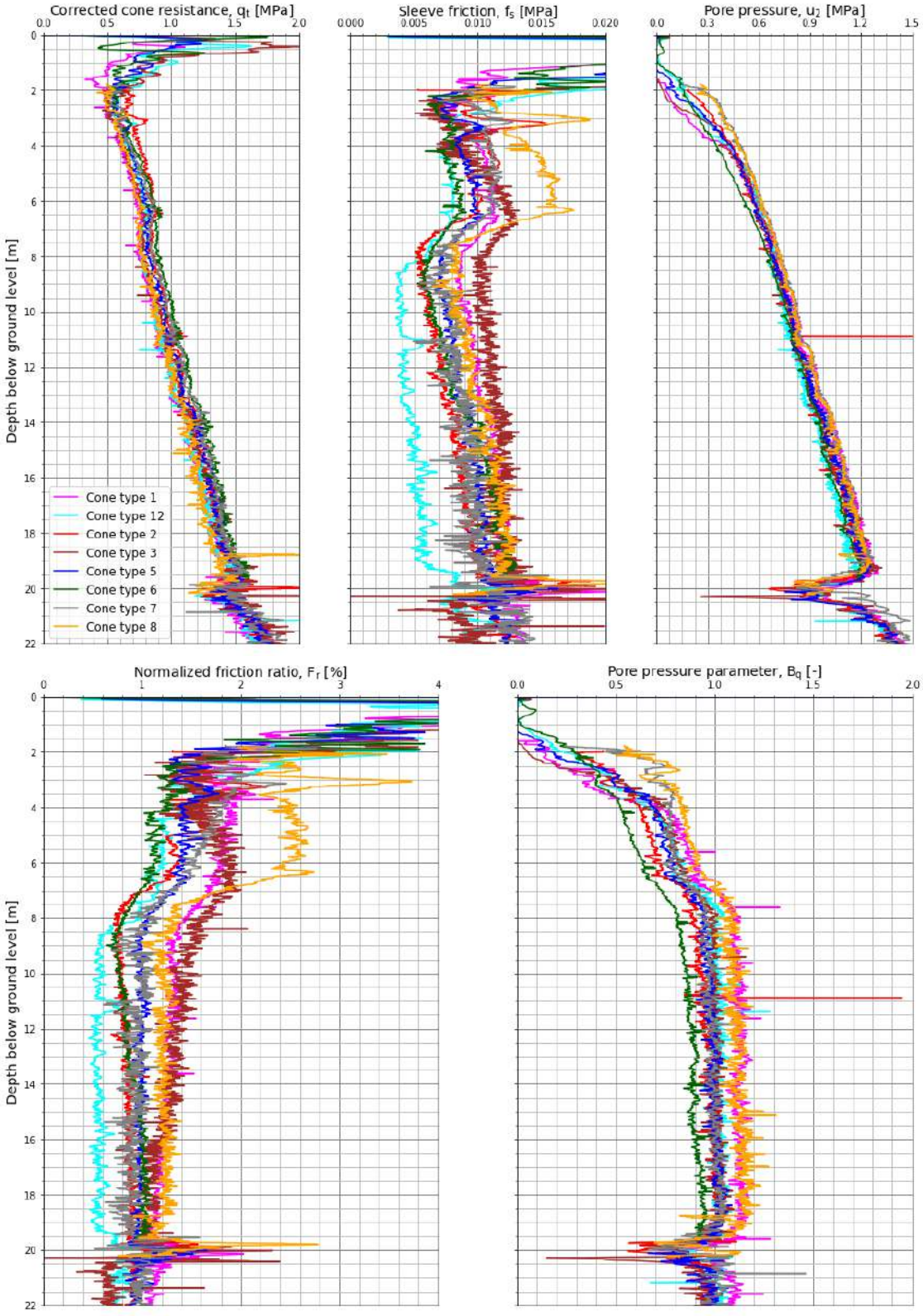


Figure 5: Measured and derived parameters for all cone types used at the site

Details in calibration of CPTU sensors may potentially vary between different cone manufacturers, especially in the lower range of values as in soft clay. At 10 m for instance an u_2 value of 800 kPa is typically measured and the nominal capacity of the pore pressure sensor is 2000 kPa, this means that about 40 % of the capacity is utilized. q_c with capacity of

100 MPa about 0.8 % is typically utilized at same depth. And for f_s with a typical load cell capacity of 1 MPa about 0.8 % is utilized. It can be expected that the u_2 reading may be more accurate and consistent since a larger part of the capacity of the measurement sensor is utilized compared to q_c and f_s.

Computed B_q values are in the range 0.8 to 1.1 below 8 m depth which is as expected for the quick clay at Tiller-Flotten. Still, there is quite a lot of scatter and B_q for cone type 6 is generally lower than all the other cone types. The range for F_r is larger than for B_q, indicating that for quick clay B_q will be a more reliable classification parameter compared to F_r.

Lunne & Andersen (2007) summarised the potential main reasons for lack of accuracy in f_s:

1. Pore pressure effects on ends of the sleeve.
2. Tolerance in dimensions between the cone and the sleeve.
3. Surface roughness of the sleeve.
4. Load cell design and calibration.

Due to limited space, only factor 1 will be discussed in the following. To correct sleeve friction for pore pressure effects it is necessary to know the pore pressure in the u_3 position (behind the sleeve). Sleeve friction corrected for pore pressure effects:

$$f_t = f_s - \frac{u_2 \cdot A_{sb} - u_3 \cdot A_{st}}{A_s}$$

No measurements of pore pressure at upper end of sleeve are available. At the Onsøy site such measurements were done giving an average ratio of u_3/u_2 of 0.77 (*Lunne et al. (2018)*). It is assumed that the same value can be used for correction of f_s values at Tiller-Flotten. Previous studies, e.g. *Gauer et al. (2002)* and *Powell & Lunne (2005)* have shown that the pore pressure correction has resulted in less variation in f_t compared to f_s.

Figure 6 shows f_s (corrected for temperature zero shifts for all cone types except 6) f_t and normalized parameters F_r and F_{rt} vs depth. For all cones except cone 6 the pore pressure correction is very small due to the following facts: i) equal end areas at both end of sleeves, ii) relatively small end areas and iii) u_3 is evaluated to be only 23 % smaller than u_2. And when comparing f_s with f_t in Figure 6 the differences in the ranges for f_s and f_t are indeed small. For cone 6 the correction is larger due to difference in end areas at the upper and lower ends of the friction sleeve. Estimates of pore pressure effects do not explain the differences in f_s.

However, it is interesting to observe that the corrected sleeve friction f_t does not increase with depth in the quick clay layer between ca. 8 and 20 m depth, unlike the trend observed for f_s.

Figure 6 shows that F_r varies for one type of cone to another. At 10 m F_r varies from about 0.6 to 1.5 %. Considering F_{rt}, which is corrected for pore pressure effects, the range increases, and the results for cone type 6 are even negative. No good explanation has been found for these seemingly not logical values of f_t and F_{rt} for cone 6. Since no calibrations for temperature effects were available for cone type 6, no correction for temperature effects was done for this cone type. One reason for the negative values of f_t and F_{rt} may partly or fully be temperature effects. But is should also be remembered that the f_s values are very small and at the same time the u_2 values are relatively large. If cone type 6 is excluded, then the range of F_{rt} reduces to about 0.3 to 1.1 %.

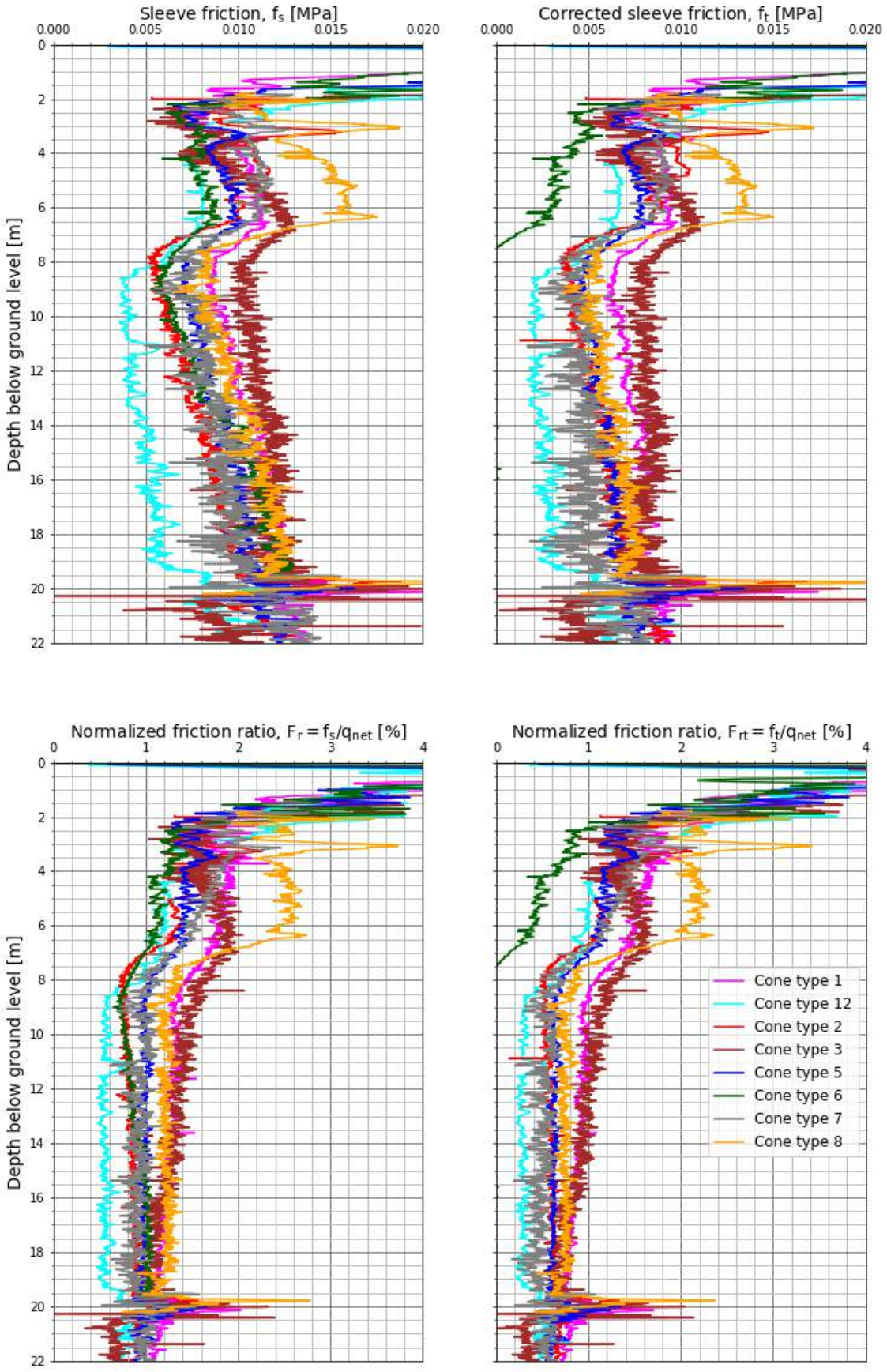


Figure 6: Comparison of measured f_s, corrected f_t, and normalized $F_r = f_s/q_{net}$ and $F_{rt} = f_t/q_{net}$ for all cones

The above discussion show that the effects of pore pressures at the ends of the friction sleeve cannot explain all the variation in CPTU readings experiences in this study. A recent study by *Kardan et al. (2016)* showed that procedures and operator skill can also have significant effects on the test results, in addition to the equipment. Thus uncertainties related to the test results can be caused by both the equipment and procedure details as well as operator skill. If the testing program was to be repeated more emphasis would be given to having the rig operators following strictly the ISO standard (or NGF Guideline).

As mentioned above, tests with cone types 3, 5 and 12 were carried out by the same personnel using one rig. Tests with cone types 7 and 8 were also performed with one rig and the same personnel. For all the other cone types, tests were carried out by different personnel and rigs. It cannot be excluded that this also has had an influence on the results of tests with different cone types.

RECOMMENDATIONS FOR TESTING IN SOFT CLAYS

The most important is that the requirements and recommendations given in *ISO 22476-1: 2012 (Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone testing)* and *Norwegian Geotechnical Society (NGF) Guideline No. 5 (2010)* are followed. Some key issues from these two documents are:

1. Zero readings to be taken before and after each test with the cone penetrometer at a temperature as close as possible to ground temperature. It is important to wait until the readings have stabilized before taking zero readings.
2. The thrust machine shall push the rods so that the axis of the pushing force is as close to vertical as possible. The deviation from the intended axis of the cone should be less than 2 °.
3. The pore pressure measurement system shall be saturated to give good pore pressure response during penetration.
4. Especially for deep CPTUs it is important to correct the penetration length for inclination effects.
5. Recommended minimum distance between a CPT and adjacent boreholes is 2 m.

It is of course important to also follow the other requirements and recommendations given in the ISO standard (or NGF Guideline).

Other recommendations for testing in soft clays as have been confirmed in this study:

a. The measured sleeve frictions are very small and vary significantly from one manufacturer to another. One should be careful with using the sleeve friction and friction ratio in design, unless local experience with one penetrometer type has given consistent correlations.
b. Usually the penetration pore pressure is the most consistent measurement and it should be used for deriving soil parameters in addition to q_t.
c. If a soil investigation is planned as a follow up or continuation of a soil investigation carried out by a different contractor it is recommended to plan 1 or 2 new tests adjacent to tests from the previous investigation. In this way the effect of cone penetrometer type can be evaluated.
d. At very critical points, more than one test should be performed.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Eight different cone penetrometers from five manufacturers have been used in comparative testing program at the Norwegian GeoTest Site (NGTS) on quick clay at Tiller-Flotten, Norway. Two to four tests were carried out with each cone type and the results have been systematically compared. The main findings are:

1. For all of the cones, penetration pore pressure u_2 gave the most repeatable results. When comparing tests with different cone types, seven of the cones give very similar u_2 values between 4 and 8 m depth. One cone type using a slot filter and lower penetration rate gave lower u_2 values in this depth interval. In the quick clay below 8 m depth all of the cone types give similar u_2 readings, and the scatter increases with depth.
2. Corrected cone resistance, q_t, generally varies somewhat more than u_2, regarding test with the same cone, and more when comparing one cone type with another. Except for cone 6, the q_t values are corrected for zero shifts for different air and ground temperatures, so this may not explain the differences.
3. Some of the cone types give good repeatability for sleeve friction, f_s, readings, while some show relatively large variation. When comparing f_s from different cone types the variation is quite large, which is in line with previous experience. An attempt has been made to understand the reasons for the large f_s variations, but there are still unanswered questions.
4. Due to the large uncertainties with the f_s readings one should be careful with using this parameter, and also the friction ratio, when interpreting soil parameters for design.
5. Since the measured u_2 values appear to frequently be the most reliable parameter it should be used in addition to q_t for deriving soil parameters.

ACHKNOWLEDGEMENTS

Pagani, Geotech and Geomil contributed by performing the tests with their CPTU equipment. NPRA and NGI carried out the remaining tests using other CPTU equipment. The authors would like to acknowledge the Research Council of Norway (RCN) for funding the Norwegian GeoTest Site project (No. 245650/F50).

REFERENCES

Cabal, K. & Robertson, P.K. (2014): «Accuracy and Repeatability of CPT Sleeve Friction Measurements», Proc. CPT'14, Las Vegas, Nevada, USA.

Gauer, P., Lunne, T., Mlynarek, Z., Wolynski, W. & Croll, M. (2002): «Quality of CPTu - Statistical analyses of CPTu data from Onsøy», NGI Report No.: 20001099-2, Oslo.

ISO (2012): «Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration tests», International Standard ISO 22476-1:2012.

Kardan, C., Viking, K., Nik, L. & Larsson, S. (2016): «Influence of operator performance on quality of CPTU results», Proc. Of 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykajvik May 2016.

L'Heureux, J.S., Lunne, T., Lacasse, S., Carrol, R., Strandvik, S.O. & Ozkul, Z. (2017): «Norway's National Geo-Test Sites Research Infrastructure», Proc. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul 2017.

Lunne, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D. & Howland, J.D. (1986): «Laboratory and field evaluation on cone penetrometers», Proceedings of ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. Blacksburg, ASCE, pp. 714-729.

Lunne, T. & Andersen, K.H. (2007): «Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design», Proceedings 6th International Conference, Society for Underwater Technology, Offshore Site Investigation and Geomechanics, London, pp. 151-176.

Lunne, T. (2010): «The CPT in Offshore Soil Investigation – a historic perspective», Proc. CPT'10, Los Angeles, May 2010, pp. 71-113.

Lunne, T., Strandvik, S., Kåsin, K., L'Heureux, J.S., Haugen, E., Uruci, E., Veldhuijzen, A., Carlson, M., Kassner, M. (2018): «Effect of cone penetrometer type on CPTU results at a soft clay test site in Norway», Proc. CPT'18, Delft, The Netherlands.

NGTS (2018a): «Norwegian GeoTest Sites (NGTS) – Impact of cone penetrometer type on CPTU results at 4 NGTS sites. Silt, soft clay, sand and quick clay» (NGI Report 20160154-21-R). Oslo: NGI.

NGTS (2018b): «Norwegian GeoTest Sites (NGTS) – Factual report – Tiller-Flotten research site» (NGI Report 20160154-19-R). Oslo: NGI.

Norwegian Geotechnical Society (NGF) Guideline No. 5 (2010): «Veiledning for utførelse av trykksondering», rev. 3, Oslo, 2010.

Powell, J.J.M. and Lunne, T. (2005) : «A comparison of different piezocones in UK clays», Proc. ISSMGE Conference, Osaka, 2005.

Tigglemann, L. & Beukema, H.J. (2008): «Sounding Ring Investigation», Proc. ISC-3, Taiwan, pp. 757-762.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

OPPFØLGING AV PORETRYKK OG SETNINGER I OSLO S- OG BJØRVIKA-OMRÅDET

Following up Pore Pressure and Settlement Measurements in the Oslo S- and Bjørvika Area

Carsten Hauser, Kjell Karlsrud, Mats Kahlström – Norges Geotekniske Institutt (NGI), Oslo
Julie Christine Boman Fosseide - Bane NOR, Oslo
Javier Sandoval Guzman - Statens Vegvesen, Oslo

SAMMENDRAG

Området rundt sentralstasjonen i Oslo (Oslo S) og Bjørvika har siden 2000-tallet gjennomgått en betydelig forandring, og det har blitt gjennomført store bygge- og infrastrukturprosjekter. I forbindelse med utbyggingen har det blitt registrert store setninger og horisontale deformasjoner i området, og ettersom utviklingen av området vil fortsette nesten et tiår til er eierne av bygg og infrastruktur i området interessert i å få en mer helhetlig oversikt over effekten av utbyggingen på omgivelsene. Denne artikkelen presenterer noen resultater fra et prosjekt som følger opp og vurderer utviklingen i området, kalt "Oppfølgingsprosjektet", og har som mål å bidra til bevisstgjøring rundt temaet "påvirkning av omgivelser fra byggeaktiviteter". Påvirkning på omgivelser skjer ikke bare i direkte tilknytning til byggegropa. Vurdering av poretrykksmålinger fra de aktuelle prosjektene viser at trykknivået ved berg er blitt påvirket i en avstand opp mot 300 til 400 m fra byggegropene. Ved byggeprosjekter som kan medføre drenasje til byggegrop, må måleprogrammet utformes slik at trykknivå ved berg overvåkes. Valg av teknisk løsning og utførelse av faser i et byggeprosjekt må vurderes med hensyn til påvirkning av tredjepart.

SUMMARY

The area around the central station in Oslo (Oslo S) and Bjørvika has undergone considerable transformation especially during the last 10 to 15 years, with several major building and infrastructure projects involving deep supported excavations. As a consequence of the construction activities, large settlements and horizontal deformations have been measured in the area. As the development is planned to continue for at almost another decade, it is in the interest of project owners and other stakeholders in the area to obtain a comprehensive overview over the impacts on the surroundings resulting from the construction activities. This article presents a selection of results from a specific project which focuses on following up the development in this area. The project, titled "Oppfølgingsprosjektet" ("follow-up project"), aims to increase awareness related to the impact that large urban projects may impose on its surroundings, especially related to settlements. Effects from excavations and deep foundations do not only affect the close vicinity. Especially for the case of drainage and lowering of pore pressure level at bedrock, piezometer readings from projects within this area show that such a reduction of head at bedrock level can be measured up to 300 – 400 m from the source of drainage. This article concludes that construction projects which may cause drainage need a monitoring program including pore pressure measurements at bedrock level covering a sufficient distance from the pit. Selecting feasible technical solutions and execution methods is also crucial in order to minimize the impact and consequence for third parties.

INNLEDNING

Området rundt sentralstasjonen i Oslo (Oslo S) og Bjørvika har siden 2000-tallet gjennomgått en betydelig forandring, og det har blitt gjennomført store bygge- og infrastrukturprosjekter. Byggeaktivitetene omfattet (og omfatter fortsatt) store og til dels dype byggegoper, samt utstrakt bruk av borede forankringer og fundamentpeler installert fra traubunn. I forbindelse med utbyggingen har det blitt registrert store setninger og horisontale deformasjoner i området, både ved Oslo S, eksisterende og nye broer og nær utførte eller pågående byggeprosjekter. Det har vært mange oppslag i media rundt dette, Figur 1 viser noen eksempler fra 2014.

Figur 1 - Noen overskrifter om setningene rundt i Oslo S- og Bjørvikaområdet fra 2014

Mye av setningene er knyttet til poretrykkssenkninger som følge av drenasje ifm. boreaktiviteter, samt setninger/deformasjoner som følge av deformasjoner på støttevegger og omrøring ifm. for eksempel stagboring. I tillegg foregår det "naturlige" setningsprosesser i området, som stort sett ligger på utfylt grunn, dvs. tidligere sjøbunn. Med andre ord observeres det også kryp-/sekundærsetninger, som er en følge av påførte laster fra ut- og etterfyllingene, og som er uavhengige av byggeaktiviteter.

Summen av setningene og deformasjonene har utløst et omfattende vedlikeholdsbehov på både sporområdet ved Oslo S, tilgrensende veier, omkringliggende eldre bygg og diverse infrastruktur. Ettersom utviklingen av området vil fortsette nesten et tiår til er eierne av bygg og infrastruktur i området interessert i å få en mer helhetlig oversikt over, og forståelse for, effekten av utbyggingen på poretrykk og setninger.

Bidraget presenterer noen resultater fra et prosjekt som følger opp og vurderer utviklingen i området, kalt "Oppfølgingsprosjektet". I det etterfølgende er det forklart kort hva prosjektet dreier seg om, samt forholdene i det området som følges opp. Videre er det vist noen konkrete eksempler på hvordan poretrykk og setninger har utviklet seg de siste årene, og hvordan målingene kan knyttes til byggeaktivitet i området. Bidraget har som mål å bidra til bevisstgjøring rundt temaet "påvirkning av omgivelser fra byggeaktiviteter". Området som omhandles i foreliggende artikkel er vist i Figur 3.

Figur 2 – Området som vurderes i Oppfølgingsprosjektet

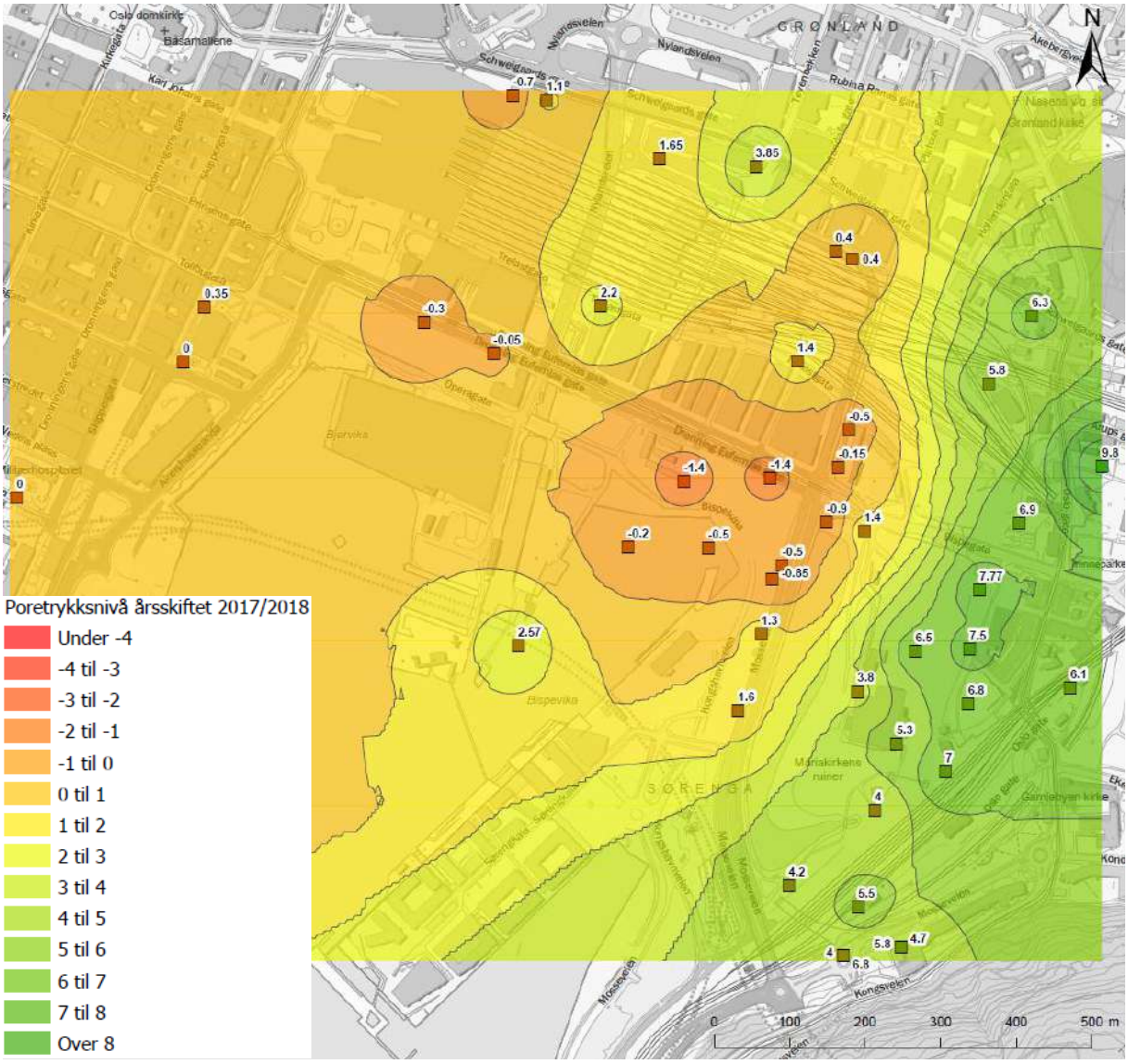
OM OPPFØLGINGSPROSJEKTET

NGI tok i 2011 et initiativ ovenfor Bane NOR (tidligere: Jernbaneverket) for å klarlegge og bedre forstå årsak til oppståtte deformasjoner rundt Oslo S. Dette var også noe av motivasjonen til å sette i gang BegrensSkade prosjektet, som ble gjennomført sammen med 23 partnere i perioden 2012 til 2015 (BegrensSkade, 2016). Vurderingen av årsaksforholdene ble i første omgang utført på oppdrag fra Bane NOR i forbindelse med Follobaneprosjektet (NGI, 2014), samt presentert på Geoteknikkdagen av Karlsrud et al. (2013).

Med bakgrunn i resultatene fra denne vurderingen og ettersom utbyggingen i området skulle foregå i mange år til, startet Bane NOR og Statens Vegvesen i 2014 sammen med NGI et prosjekt som ser på setnings- og poretrykksdata fra et mer helhetlig perspektiv, dvs. utover det enkelte byggeprosjekt. Oppfølgingsprosjektet skal etter planen foregå i 10 år, dvs. frem til 2024.

Innkomne måledata er prøvd korrelert med pågående byggeaktivitet, for å få en bedre forståelse på hvordan utbyggingen påvirker omgivelsene. Det kombineres poretrykksmålinger, spesielt målinger ved berg, med måling av setninger og deformasjoner. Setningsmålingene kommer fra både "konvensjonelle" boltemålinger og fra satellittbaserte data (InSAR = **In**terferometric **S**ynthetic **A**perture **R**adar).

Målerne og tidsseriene for poretrykk og setninger/deformasjoner registreres i en ArcGIS database, slik at grunndata (for eksempel plassering, installasjonsdybde mm.) og måleverdier er tilgjengelig på samme sted. ArcGIS gjør det mulig å visualisere dataene også på andre måter enn bare tidsforløpene. Figur 3 viser et eksempel på en slik visualisering av måledata: målte poretrykksnivåene ved berg rundt årsskifte 2017/2018, der det er interpolert mellom datapunktene, for å et overblikk over situasjonen ved dette tidspunktet. Firkantene symboliserer datapunktene som er grunnlag for interpolasjonen, tallene representerer måleverdien for hver enkelt måler ved det aktuelle tidspunktet.



Figur 3 – Målte poretrykk ved berg (kote stigehøyde) rundt årsskifte 2017/2018 (NGI, 2018)

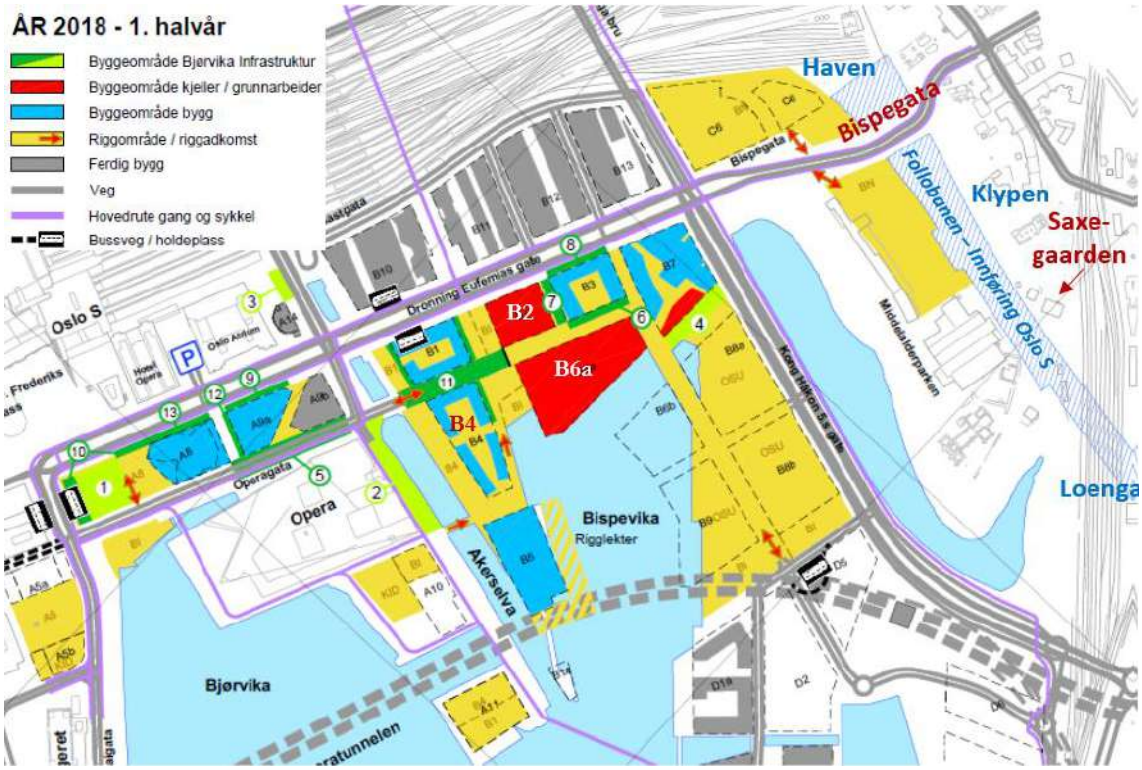
Siden oppstart har databasen blitt utvidet betydelig, og inneholder per i dag langt over hundre poretrykksmålere, hvorav ca. 60 er installert ved eller i berg. Mange av målingene dekker i dag en tidsperiode på 4-7 år, noen går helt tilbake til henholdsvis 2005. Utover det finnes det en del setnings- og deformasjonsmålinger.

Mange interessehavere i området (utbyggere, eiere av infrastruktur osv.) bidrar med måledata, og de får da tilgang til de årlige statusrapportene som utarbeides i prosjektet.

UTBYGGINGSPROSJEKTER I OMRÅDET OG GRUNNFORHOLD

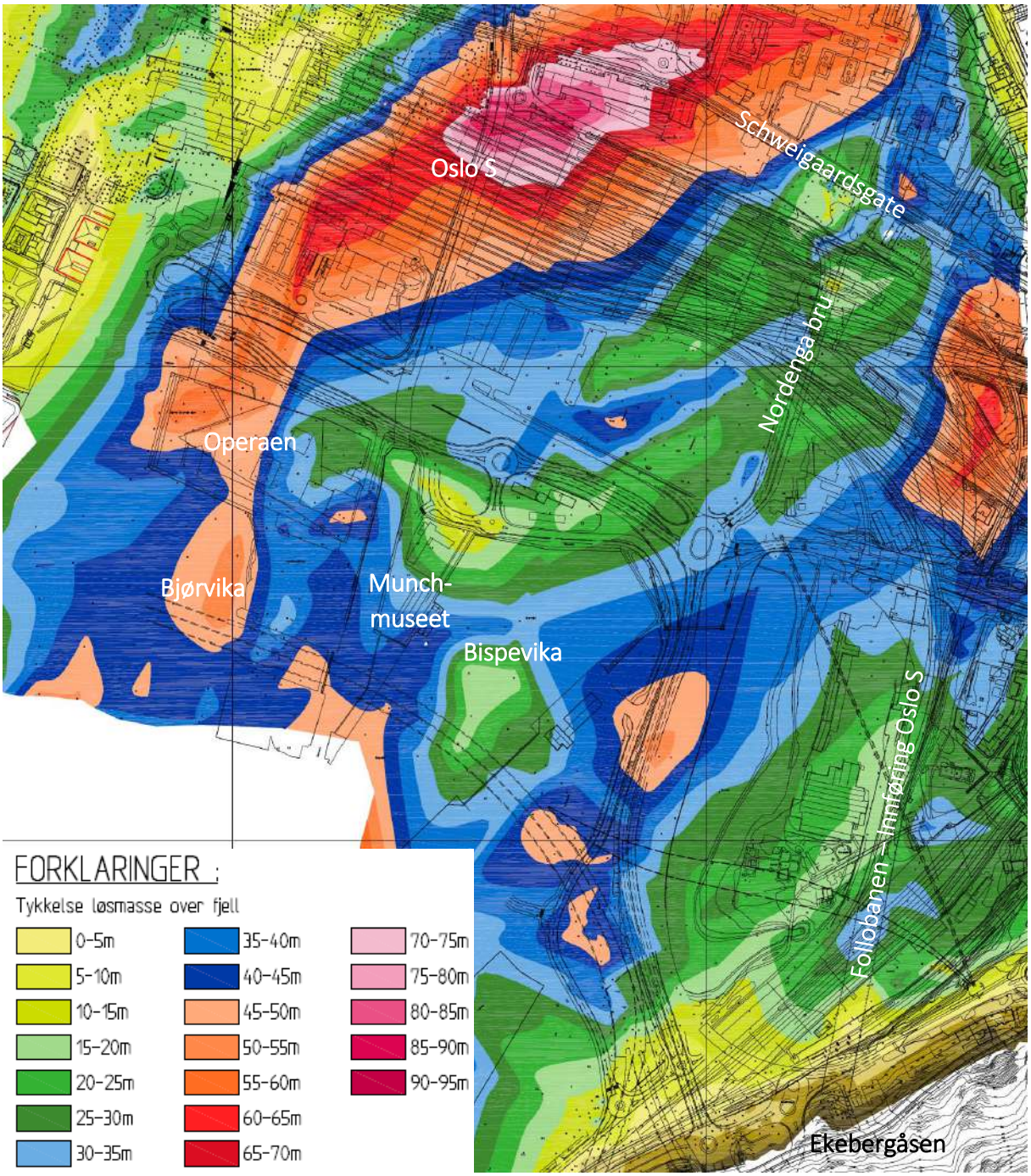
Byggeaktiviteten i området har i starten hovedsakelig vært knyttet til Barcode-utbyggingen (2005-2015, felt B10 til B13 i Figur 4) og bygging av Operatunellen / Havnelageret (2005-2012, se stiplet linje nederst i Figur 4). I perioden 2014/2015 startet arbeidene nord for Operaen (Deichmanske / Diagonalen, felt A8/A9), samt rundt Bispevika (Munchmuseet B5, nærmest Operatunellen, samt feltene B1 til B6a). Arbeider for Follobaneprosjektet, Innføring Oslo S, ble påbegynt i 2016.

Figur 4 viser et utsnitt av faseplanen for 1. halvår 2018, der rød farge indikerer pågående grunnarbeider og gul farge indikerer riggområder. I tillegg viser området med blått skravur i øst anleggsområdet for Follobaneprosjektet. Arbeidene rundt Bispevika vil etter hvert fokusere på den østlige/sørøstlige delen av bukta, og dermed komme nærmere Operatunellen igjen.



Figur 4 – Utsnitt fra faseplan for 1. halvår 2018 fra Bjørvika Infrastruktur (kilde: NGI, 2018)

De generelle grunnforholdene i dette området er velkjente og består i all hovedsak av fyllmasser over marin – stort sett normalkonsolidert – leire til berg, stedvis med noe glasifluviale sandavsetninger i overgangen til berg. I den sørlige delen av Innføring Oslo S (Follobanen) er det også påvist kvikkleire. Som vist i Figur 5 varierer dybden til berg mye over området. I store deler av området ligger berget mellom kote -20 og -40, men det er et markert dypere parti i den nordvestlige delen av sporområdet ved Oslo S som går helt ned til ca. kote -90. For en mer detaljert beskrivelse av grunnforholdene og historikken av området mtp. forandring av strandlinjen og utfyllinger, vises det til NGI (2014).



Figur 5 – Utsnitt fra fjellkotekartet over området, påført noen stedsnavn (etter: NGI, 2018)

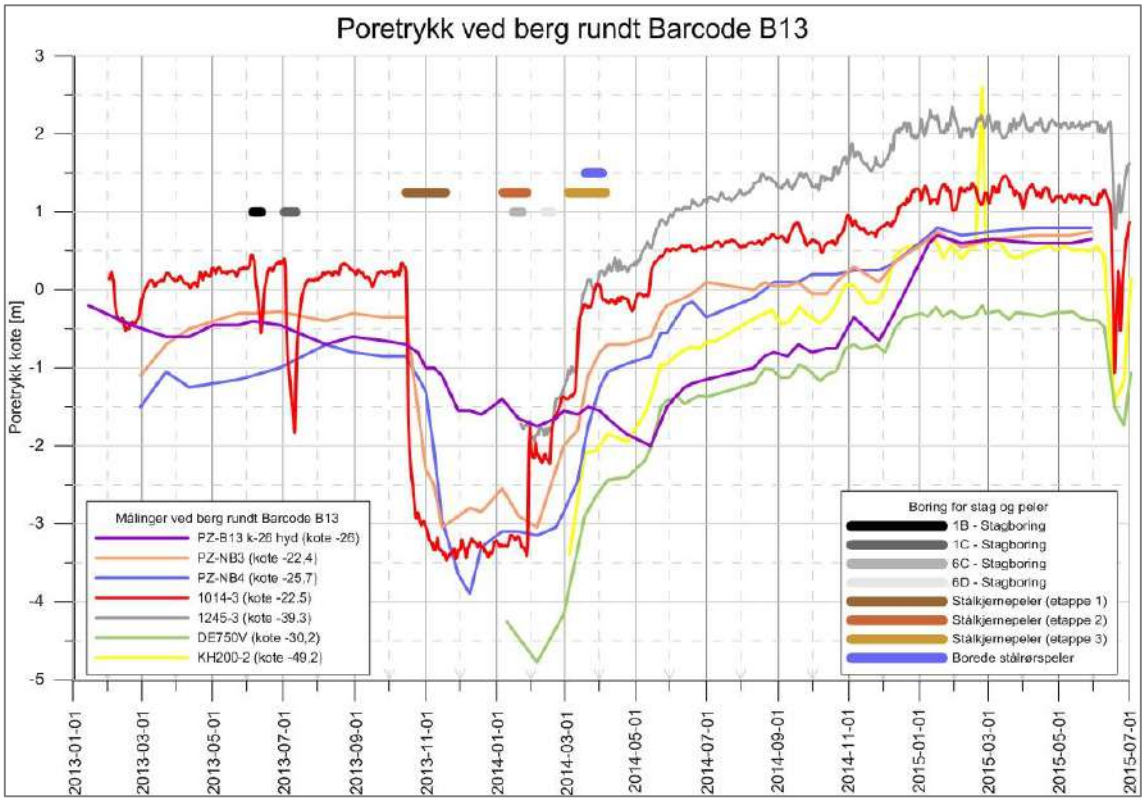
UTVIKLING AV PORETRYKK OG SETNINGER DE SISTE ÅRENE

I forbindelse med Oppfølgingsprosjektet har det siden 2015 blitt utarbeidet til sammen fire statusrapporter (NGI, 2015/2016/2017/2018) som hver oppsummerer utviklingen av poretrykk og setninger over en ca. 12 måneders periode. I det etterfølgende er det vist noen eksempler på hva som har blitt målt, og hvordan målingene lar seg knytte til byggeaktiviteten.

Sporområdet Oslo S / Barcode

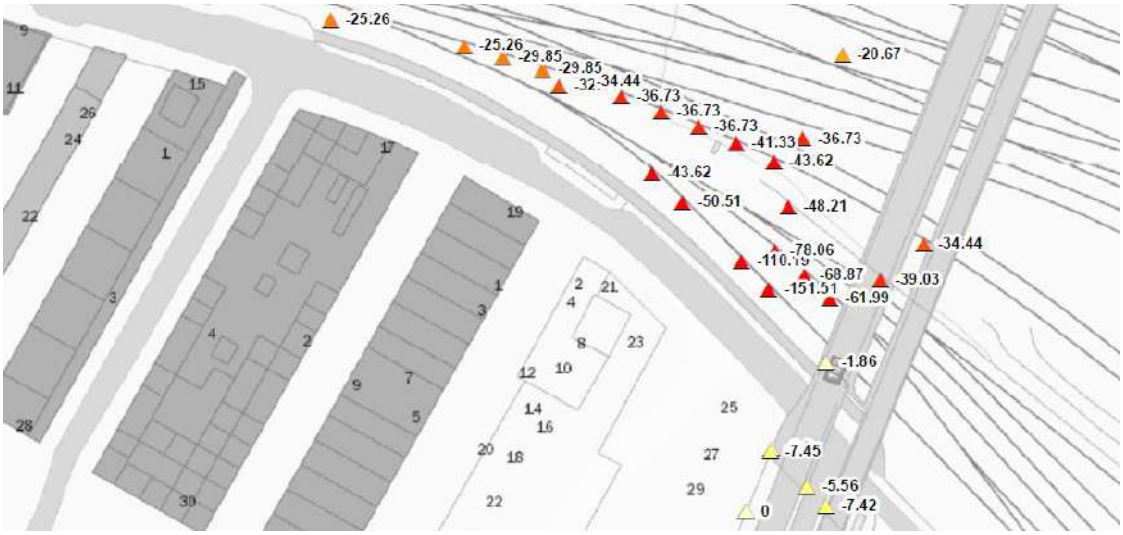
Oppfølgingsprosjektet har lite måledata tilgjengelig fra de første Barcode byggene, B10-B12. Det er noen poretrykksmålinger med måleserier helt tilbake til 2006, men disse er installert i leira. De første målerne ved berg ble installert i slutten av 2011, og det har blitt supplert med flere. Når det gjelder setninger, var det utført et omfattende måleprogram på sporområdet, og dataene har blitt supplert med satellittbaserte setningsmålinger fra InSAR.

I forbindelse med den siste delen av Barcode utbyggingen har det blitt målt betydelige setninger på sporområdet ved Oslo S, i kombinasjon med dels store horisontalforskyvninger (opptil ca. 15-20 cm). Disse kunne ikke forklares alene ved skjærdeformasjoner som følge av at støtteveggene hadde flyttet på seg. I tillegg må det ha vært effekter fra omrøring som følge av for eksempel stagboring og poretrykksreduksjoner som følge av drenasje til byggegropa. Som det fremgår av de etterfølgende figurene, er det et tydelig sammenheng mellom poretrykksfall, store setningshastigheter (opptil ca. 10-15 cm/år) og borearbeider for stag og peler i byggegropa for Barcode B13 i slutten av 2013 og i begynnelsen av 2014. Figur 6 viser tidsserier for poretrykk ved berg rundt byggegropa for B13, samt perioder med boreaktiviteter.

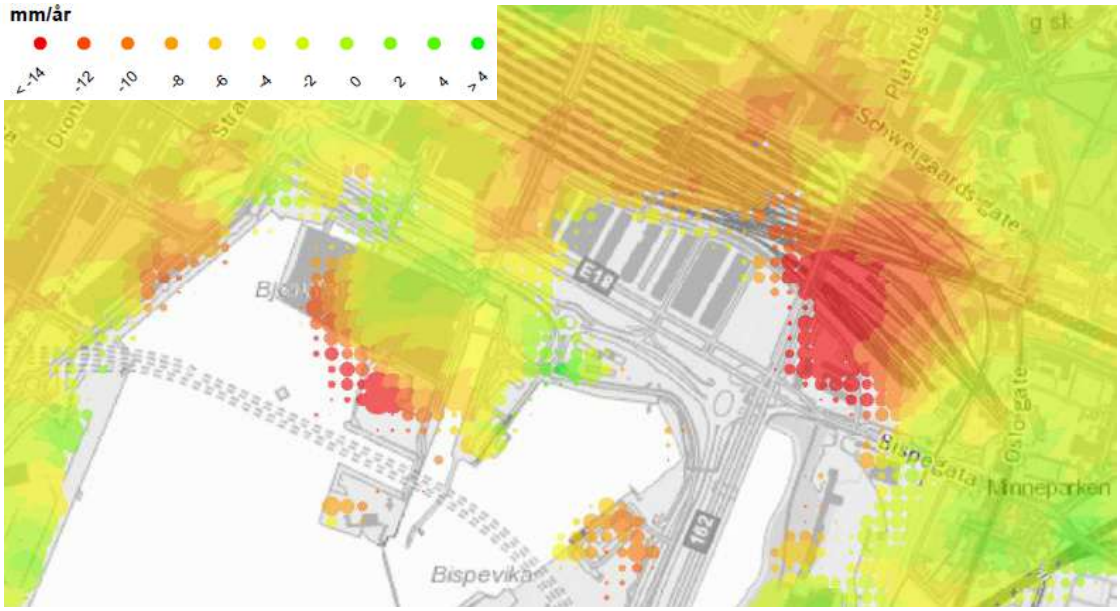


Figur 6 – Målte poretrykk ved berg rundt byggegropa Barcode B13, samt perioder med boring for stag og peler (kilde: NGI, 2015)

Figur 7 viser setningshastigheter basert på "vanlige" setningsmålinger på sporområdet inntil samme byggegrop for første halvår 2014, mens Figur 8 viser setningshastigheter basert på satellittmålinger for omtrent samme periode.



Figur 7 – Målte setningshastigheter [mm/år] for 1. halvår 2014 (kilde: NGI, 2015)

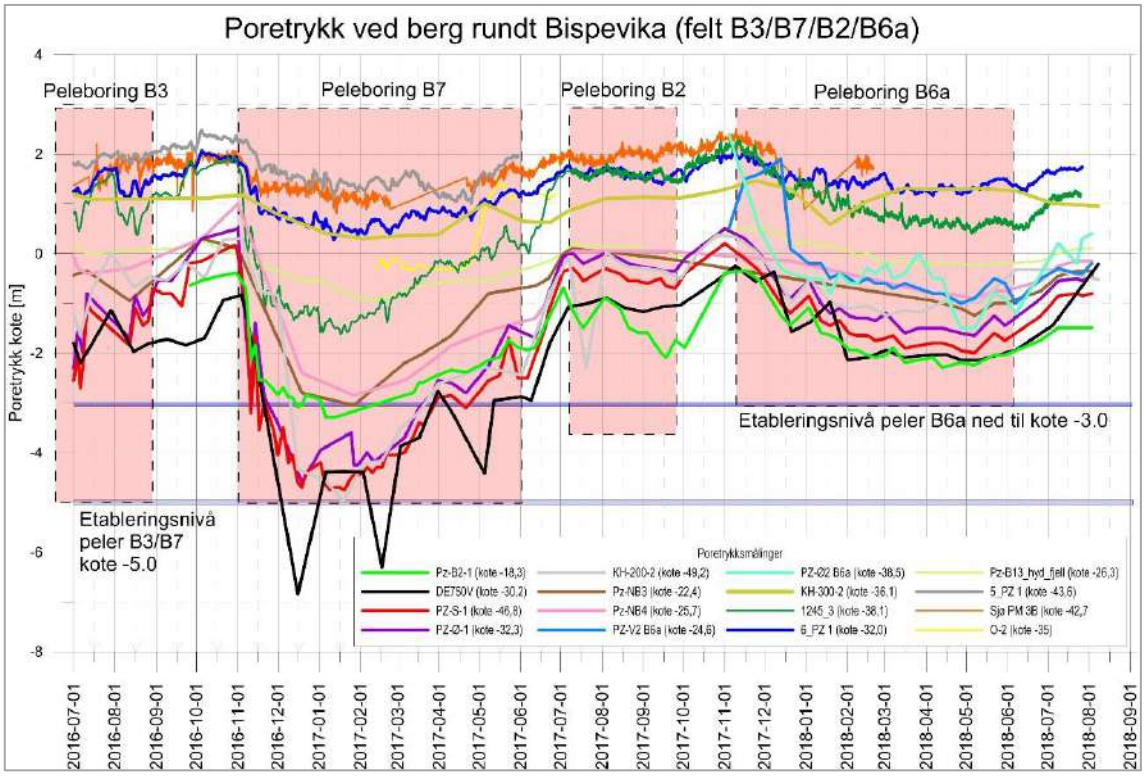


Figur 8 - Gjennomsnittlige InSAR-setningshastigheter [mm/år] for perioden 11/2013 til 07/2014 (kilde: NGI, 2015)

Etter at arbeidene for boring av stag og særlig peler er avsluttet, stiger poretrykkene igjen og reetablerer seg på et nivå mellom ca. kote -1 og +1. Det ser ut som om lekkasjeveiene stort sett har blitt tettet igjen i denne byggegropa, men poretrykksnivået før og etter arbeidene for B13 er lavere enn hva man ville antatt som naturlig "upåvirket" trykknivå ved berg. Dette skulle ligge nærmere eller høyere enn kote +2, ettersom man har erfaringer med at det er et poreovertrykk ved berg i området. Her er det uten tvil noen overlappende påvirkning fra andre byggeprosjekter, og det kan ikke utelukkes at noen av prosjektene har etterlatt seg en vedvarende drenasjeeffekt.

Bispevika

Eksempel nr. 2 tar for seg målinger rundt Bispevika, der det allerede har blitt gjennomført fundamenteringsarbeider i flere prosjekter. Utover feltene som blir spesielt nevnt i Figur 9 har det også blitt boret et stort antall stålkjernepeler i forbindelse med Munchmuseet (felt B5) og tilgrensende byggefelt B4 (Munch Brygge) og B1. Figur 9 oppsummerer målte poretrykk ved berg for et stort antall målere som er plassert rundt Bispevika, i en avstand på opptil ca. 300 m fra byggegropa for B7. Målingene er sett i forhold til borearbeider for fundamenteringspeler (stålkjernepeler) for de forskjellige feltene, samt etableringsnivå for pelene (det mangler informasjon for felt B4). Figur 10 viser situasjonen mars 2017 der poretrykksreduksjonen var størst.

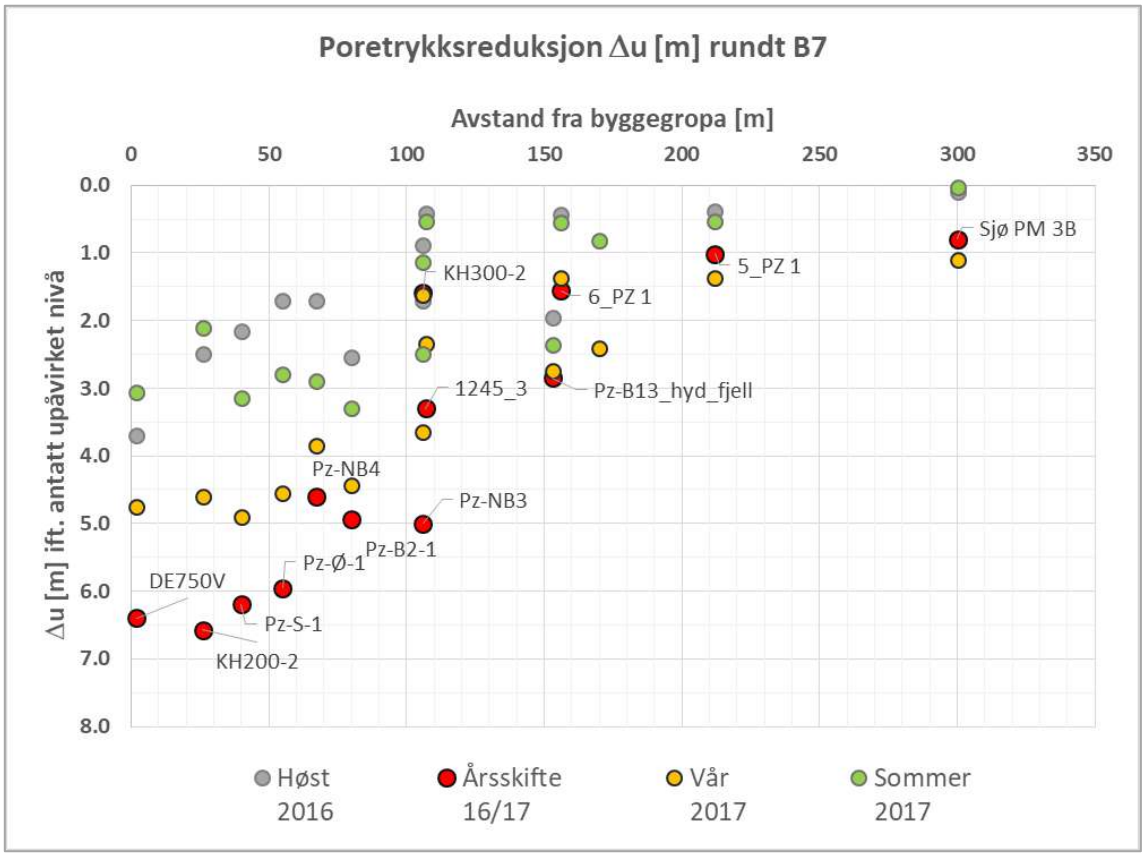


Figur 9 - Poretrykksmålinger ved berg rundt Bispevika i perioden sommer 2016 til sommer 2018 (NGI, 2018)

Figur 10 - Byggegropa B3/B7 7. mars 2017 (kilde: Multiconsult)

Det er en gjennomgående observasjon at poretrykket ved berg reduseres ca. ned til etableringsnivået for borede peler (traubunn), og at de har en stigende tendens etter at arbeidene er avsluttet. Nivået poretrykkene reetablerer seg på ligger også i dette eksempelet lavere enn hva man forventer som naturlig "upåvirket" nivå.

Figur 11 viser poretrykksreduksjonen rundt B7 gropa, relativt til antatt upåvirket nivå på ca. kote +2, ved fire forskjellige tidspunkt mellom høst 2016 og sommer 2017, og sett i forhold til avstanden mellom den enkelte poretrykksmåleren og byggegropa. Ser man Figur 9 og Figur 11 i sammenheng, blir det tydelig at påvirkningen kan observereres i målinger også i stor avstand fra selve kilden, ca. 300 m i dette eksemplet. Dette stemmer godt overens med hva som er funnet i forbindelse med BegrensSkade-prosjektet (BegrensSkade, 2016), jf. Figur 16.

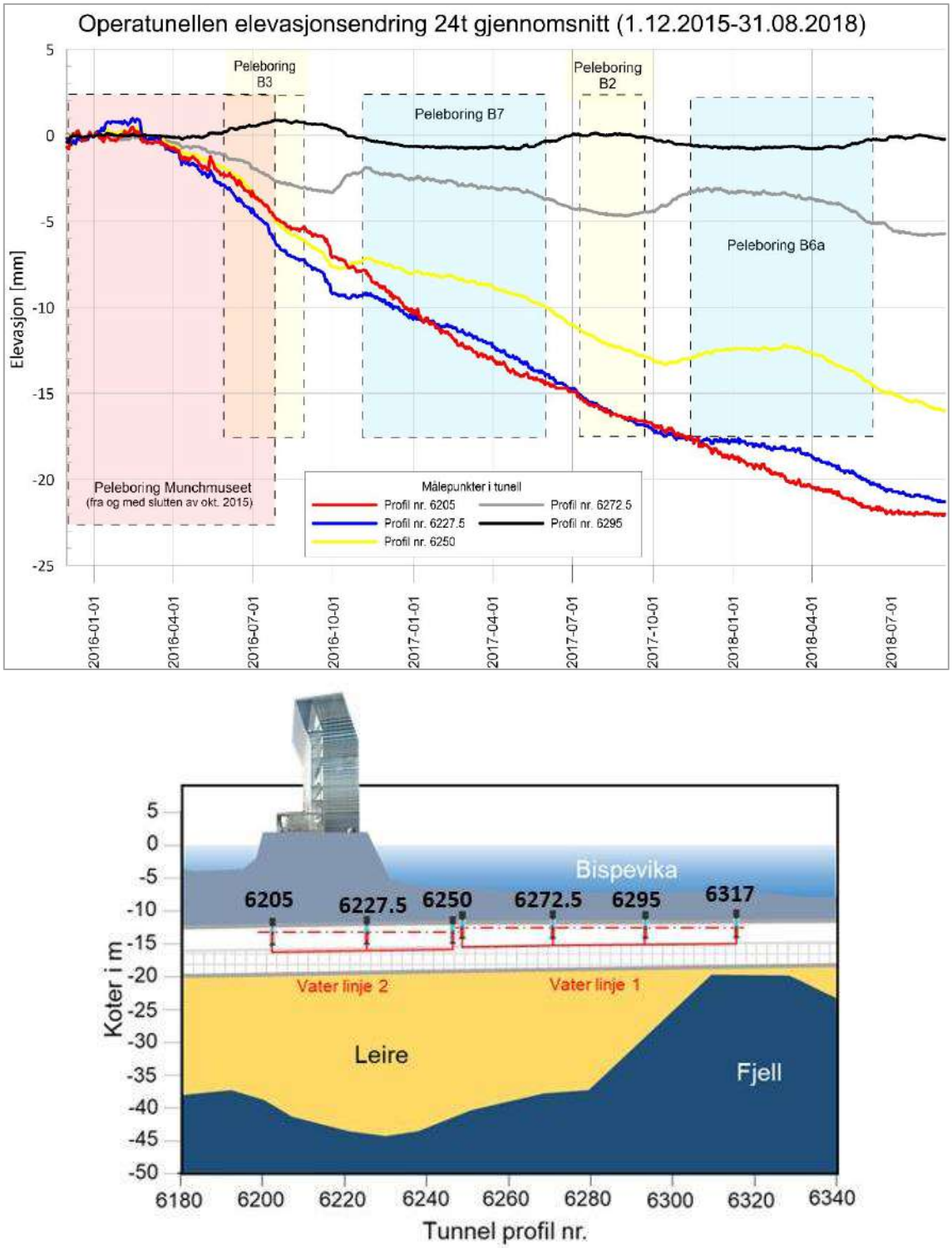


Figur 11 - Poretrykksreduksjon som funksjon av avstand fra B7 byggegropa høst 2016 til sommer 2017 (NGI, 2017)

Operatunnelen / senketunnelen

I tillegg til oppfølging av setninger på terreng overvåkes også senketunellen / Operatunellen med et målesystem. Målingene følges opp av NGI på oppdrag for Statens Vegvesen, og systemet er tatt i bruk i slutten av 2015. Figur 12 (øverst) viser målte setninger over tid mellom desember 2015 og august 2018. Kurvene representerer forskjellige målepunkt langs senketunellen slik det fremkommer av illustrasjonen nederst i Figur 12. Tunellen har satt seg over lang tid, og det er et tydelig sammenheng mellom dybde til berg og størrelse på setningene, samtidig som den største påvirkningen ser ut til å ha skjedd i nærheten av Munchmuseet som ligger tett inntil (utført peleboring i perioden oktober 2015 og frem til sommeren 2016). De første månedene etter at målesystemet er installert, ser tunellen ut til å ligge i ro, men våren 2016 begynner setningene å utvikle seg. Det er tydelig at byggeaktiviteten i området har bidratt

til ytterligere setninger også etter at fundamenteringsarbeidene for Munchmuseet var avsluttet. Allikevel er det ikke særlig god korrelasjon mellom målte setninger / setningshastigheter og poretrykksreduksjon, men det skal nevnes at datagrunnlaget med poretrykksmålinger ved berg like ved tunellen er tynt. Sommeren 2018 kan det virke som om setningene er på vei til å flate ut, men hvorvidt det er tilfelle vil den videre oppfølgingen vise.

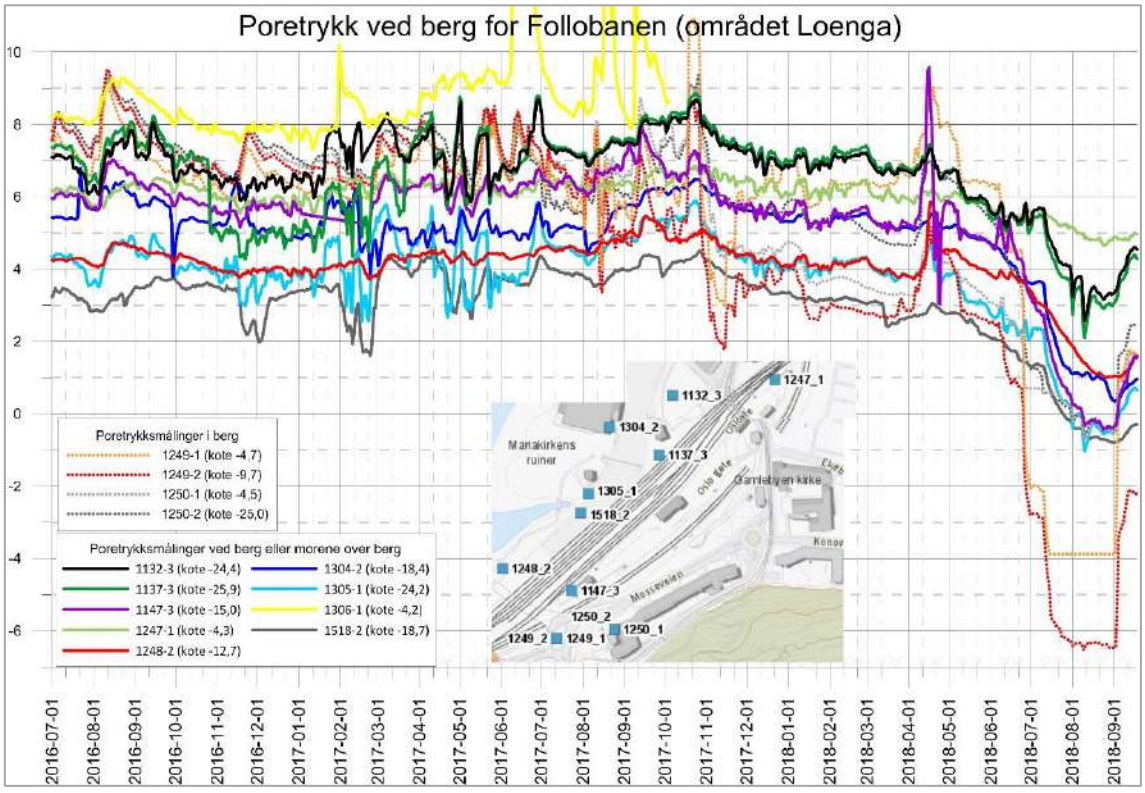


Figur 12 - Setninger (elevasjonsendringer) [mm] i lengdesnitt målt i senketunellen / Operatunellen og plassering av målepunktene i lengdesnitt (etter: NGI, 2018)

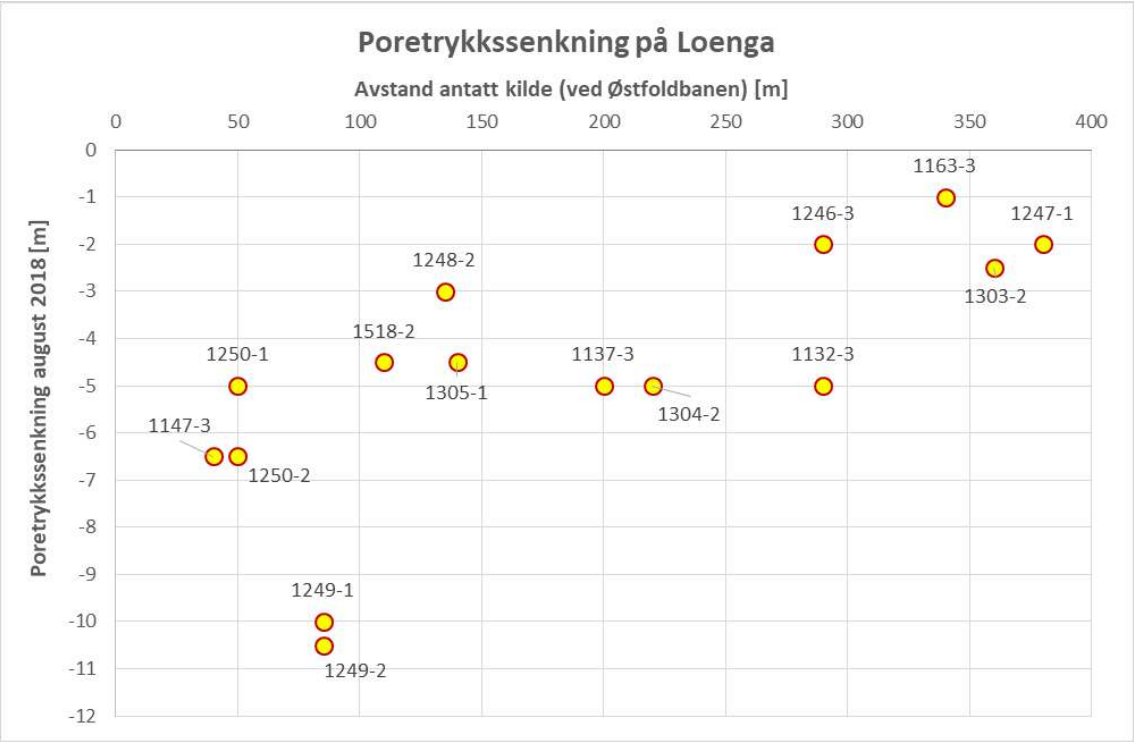
Follobanen

I forbindelse med Follobaneprosjektet har det siden 2011/2012 blitt installert et stort antall poretrykksmålere i flere runder, mange av dem i overgangen mellom løsmasser og berg. Dette for å kunne registrere de naturlige poretrykksvariasjonene før byggeaktiviteten startet, samt for å kunne følge opp påvirkningen fra arbeidene etter hvert. Poretrykkene må også sees i forhold til at det før oppstart av anleggsarbeidene har blitt installert til sammen åtte infiltrasjonsbrønner rundt og på anleggsområdet. Brønnene er et avbøtende tiltak mot uakseptable poretrykksreduksjoner, for å hindre setninger og skade på omgivelsene. Dette ser ut til å ha fungert bra de første to årene med anleggsarbeider. Til tross for at man tydelig ser effekten av forskjellige type arbeider, slik som grunnforstrekning med kalk-sement og jetpeler eller boreaktiviteter for stag og peler, har det generelle poretrykksnivået ved berg ikke blitt påvirket negativt. Dette gjelder ca. frem til årsskifte 2017/2018. Etter det ser poretrykkene i den sørlige delen av anleggsområdet (Loenga) ut til å ha en generelt fallende tendens, jf. Figur 13. Sommeren 2018 registreres det et markert poretrykksfall i flere målere i området.

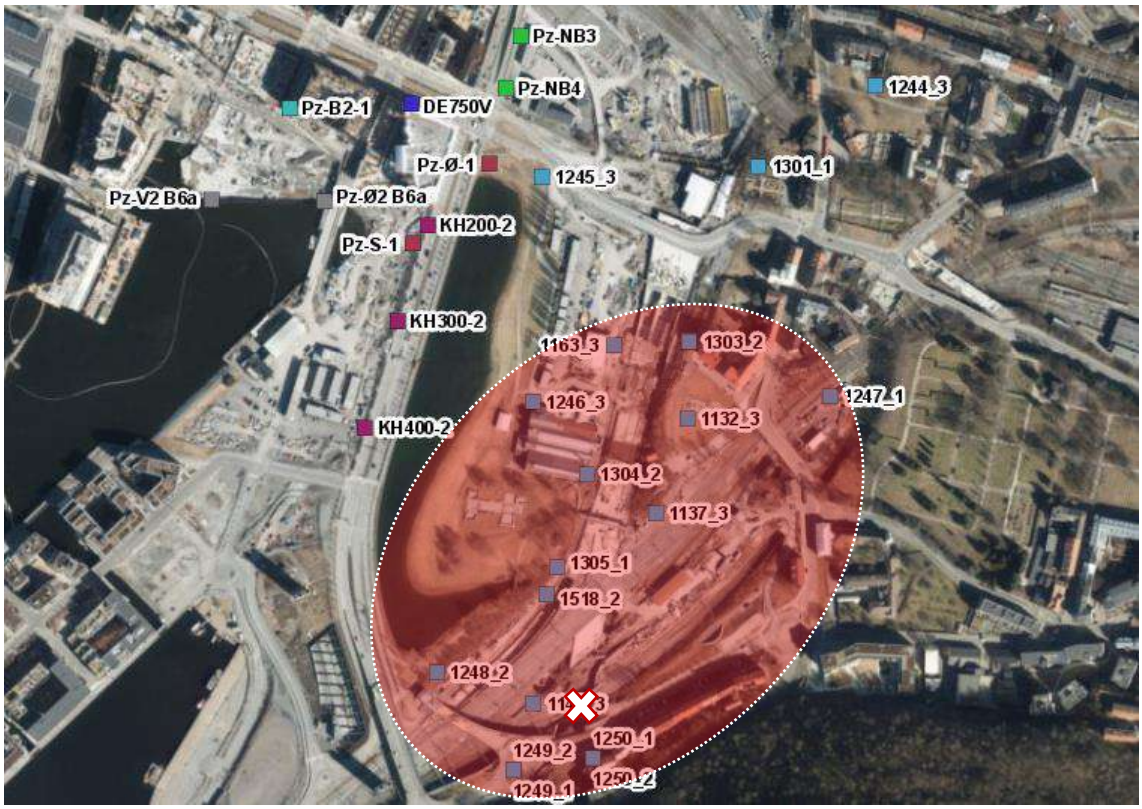
Det har vist seg at infiltrasjonsbrønnene i dette området ikke var i drift i en periode, nærmere bestemt mellom ca. juni og begynnelsen av september 2018. I begynnelsen / midten av september ser poretrykkene ved berg ut til å være på vei oppover igjen, men ligger fortsatt lavere enn før sommeren, og det gjenstår å se hvorvidt infiltrasjonen klarer å gjenopprette tidligere trykknivå. Basert på målingene er det rimelig å anta at man på sensommeren 2018 ser effekten av hvordan poretrykkene hadde blitt redusert uten avbøtende tiltak (infiltrasjon). Det vil ta tid før arbeidene her avsluttes og lekkasjene tettes, slik at det er avgjørende at man har gjenopprettet en fungerende infiltrasjon, for å ivareta omgivelsene på en best mulig måte.



Figur 13 – Poretrykk ved berg for Follobanen (område Loenga i sør) i perioden sommer 2016 til sommer 2018 (NGI, 2018)



Figur 14 – Poretrykkssenkningen rundt Loenga sommeren 2018 i forhold til verdier ved årsskifte 2017/2018, sett mot avstand fra antatt kilde til senkningen (NGI, 2018)

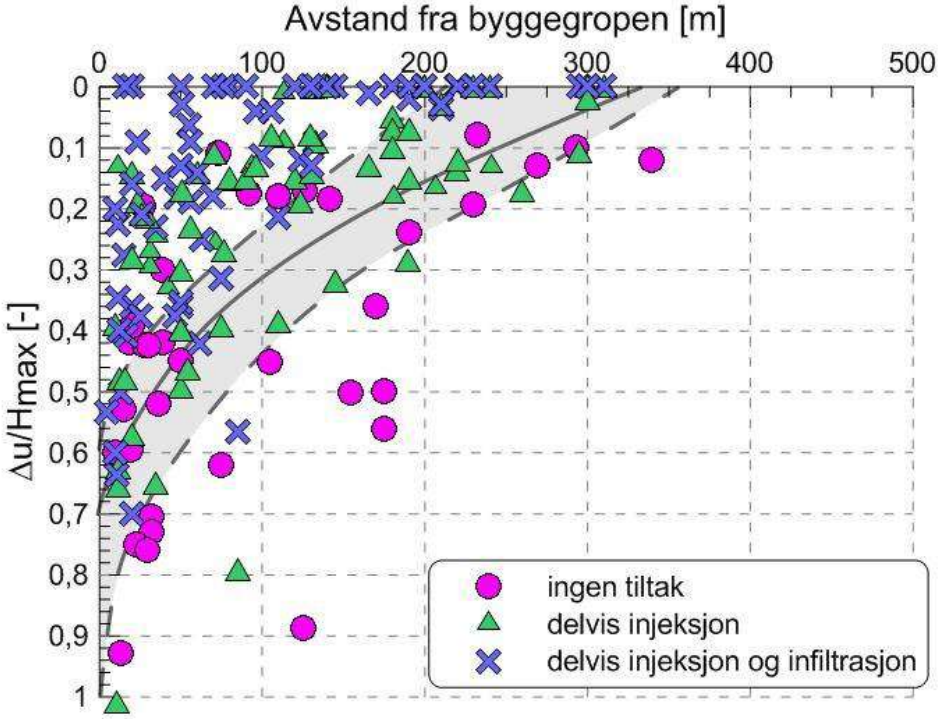


Figur 15 – Flybilde med plassering av målere ved berg og fargelegging av området som antas å være påvirket av poretrykkssenkningen rundt Loenga sommeren 2018 (NGI, 2018)

Hvor langt poretrykkssenkningen strekker seg ut fra "kilden" som antas å være en stor byggegrop midt på Loenga med mange potensielle lekkasjeveier for vann som følge av

stagboring i mange punkt, er forsøkt illustrert i etterfølgende Figur 14 og Figur 15. I Figur 14 er det vist poretrykkssenkningen i målere ved berg i forhold til måleverdien rundt årsskifte 2017/2018 og i forhold til avstand fra "kilden". Ved analyse av poretrykkskurvene kommer man frem til at påvirkningen strekker seg ut til målere som er mellom 350 og 400 m unna. Figur 15 viser plassering av målerne som vurderes til å være påvirket av poretrykkssenkningen, med omtrentlig markering av det berørte området i rødt.

Det som er observert både her og i forbindelse med påvirkningen fra B3/B7-byggegropa ved Bispevika, stemmer godt overens med hva som har blitt funnet i BegrensSkade prosjektet, jf. Figur 16. I referanseprosjektene som danner grunnlaget for figuren, har det også blitt påvist en reduksjon av poretrykket på opptil 350-400 m ut ifra byggegrop.



Figur 16 – Registrert poretrykksreduksjon (normalisert med utgravingsdybden H_{max}) i relasjon til avstand fra byggegrop (BegrensSkade, 2016)

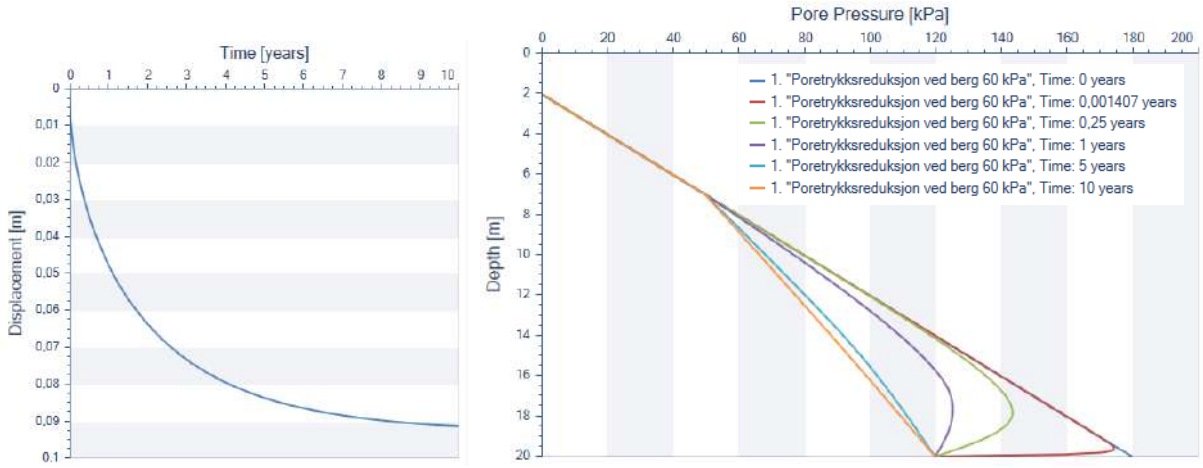
HVORFOR MÅLE PORETRYKK VED BERG?

Eksemplene som har blitt diskutert i denne artikkelen, baserer seg på målte poretrykk ved berg, dvs. i overgangen mellom leire og berg. Her er det som oftest et lag som har en mye høyere permeabilitet enn leira, slik at påvirkningene vil kunne ses umiddelbart i måledata.

Boring for stag og peler til berg eller byggegroper i berg / byggegroper med traubunn nær berg medfører drenasje ved at det for eksempel dannes lekkasje opp langs foringsrør eller i selve boringen, jf. BegrensSkade (2016) og Langford et. al. (2016). Effekten er desto større når det er poreovertrykk ved berg – slik det er tilfelle mange steder i det området som omfattes av Oppfølgingsprosjektet – og når det bores fra et nivå som er lavere enn dette trykknivået.

Poretrykksreduksjoner synes umiddelbart i målere som er plassert ved berg – eller i permeable vannførende lag i leira, jf. Baardvik et. al. (2014) – og som vist i eksemplene vil effekten kunne berøre et stort område, avhengig av de hydrogeologiske forholdene. Effekten av poretrykkssenkningen vil spre seg oppover i leira, noe som øker effektivspenningene. Dette kan særlig ved normalkonsolidert leire medføre store setninger som ikke er hensyntatt i prosjekteringen, og effekten vil være større jo lengre poretrykksreduksjonen vedvarer. Tettes ikke alle lekkasjeveier vil drenasjeeffekten også kunne vedvare etter at byggeprosjektet er avsluttet.

Effekten av en poretrykkssenkning ved berg er i det etterfølgende forsøkt illustrert ved et enkelt beregningseksempel. Det er antatt en grunnmodell med normalkonsolidert leire ved 20 m dybde, og et drenerende lag over berg i underkant av denne. I beregningen som er utført som 1D beregning i GeoSuite Settlement, er det introdusert en poretrykkssenkning ved berg på 6 m (tilsvarende 60 kPa). Reduksjonen er antatt lineært fra en dybde på 7 m (ingen påvirkning) til 20 m (full reduksjon). Beregningen gir en setning (bare konsolidering, uten kryp) på litt over 9 cm for en påvirket lagpakke på 13 m, se Figur 17 (til venstre), antatt at reduksjonen ved berg er konstant over tid. Hvordan poretrykksreduksjonen sprer seg oppover i leira fremkommer av Figur 17 (til høyre): etter kort tid (0,25 år) er allerede flere meter av leira påvirket, noe som gir ca. 25% av beregnet totalsetning. Etter et år synes effekten enda tydeligere, og da har allerede over 50% av beregnet totalsetning inntruffet.



Figur 17 – Effekt av poretrykksreduksjon ved berg: Setninger (venstre) og utvikling av poretrykksreduksjonen i leira (høyre)

Beregningseksemplet viser at en poretrykkssenkning kan ha betydelige konsekvenser for omgivelsene, og effekten kan berøre et stort område, sett i forhold til hvor langt ut for eksempel

effekten av en spuntdeformasjon kan strekke seg. Og dette er neppe noe nytt kunnskap: en liknende figur som Figur 17 (til høyre) har blitt presentert av Karlsrud og Sander allerede i 1978 (Karlsrud/Sander, 1978).

For å kunne følge opp et byggeprosjekt som involverer boring for stag eller peler til berg, på en forsvarlig måte, er det nødvendig at poretrykk måles i overgangen til berg, der det ofte er permeable masser som reagerer raskt på effekt av lekkasje, og ikke bare i leira. Hvis man overvåker poretrykksreduksjonen fra disse typer arbeider kun med målere plassert i leira, er skaden allerede oppstått og sannsynligvis allerede synlig som setninger på terrengoverflaten, før noe særlig reduksjon registreres av måleren. En oppfølging som ikke inkluderer slike effekter vil dessuten være i strid med kravene gitt i Eurokode 7 (del 1 og 2).

"ER DET SÅ FARLIG MED SETNINGER NÅR ALT FUNDAMENTERES TIL BERG?"

De fleste nye bygg og konstruksjoner i området fundamenteres i dag på peler til berg. Det gjelder til og med for Dronning Eufemias gate, Figur 18. Men det er det som ikke står på peler til berg eller overgangene mellom pelefundamenterte og direktefundamenterte elementer som vil få problemer / skader i fremtiden, i beste fall i form av økt vedlikeholdsbehov. Eksempler for disse type konstruksjoner er:

- Veg- og jernbaneinfrastruktur (for eksempel Oslo S, Kong Håkon V. og andre gater)
- Ledninger (VA-ledninger som mister fall eller får skade i overgang til pelefundamentert bygg), for eksempel Midgardsormen
- Direktefundamenterte bygg, for eksempel gamle bygårder eller andre eldre / historiske bygninger.

Figur 18 – Illustrasjon Bjørvika med pelefundamentert Dronning Eufemias Gate (kilde: Statens Vegvesen)

Undertegnende har hørt uttrykket "*Skal du bygge i leira, må du knuse noen egg*!" ved flere anledninger. Men er det rimelig at for eksempel privatpersoner (se Figur 19) påføres skade på sine eiendommer og må kjempe i rettssystemet for å få erstatning? De som har vært involvert i rettssaker vet at det ikke er noen enkel oppgave, selv for fagpersoner.

Og det er i hvert fall i strid med hva som er skrevet i "Naboloven" (grannelova), §2: "*Ingen må ha, gjera eller setja i verk noko som urimeleg eller uturvande er til skade eller ulempe på granneeigedom. Inn under ulempe går òg at noko må reknast for farleg. I avgjerda om noko er urimeleg eller uturvande, skal det leggjast vekt på kva som er teknisk og økonomisk mogeleg å gjera for å hindra eller avgrensa skaden eller ulempa*."

Figur 19 – Artikkel i Aftenposten 27. oktober 2017

Det er et viktig ansvar som alle involverte i en byggeprosess har, nemlig at det jobbes med løsninger som er til minst mulig skade for omgivelsene, og at slike vurderinger foretas så tidlig som mulig i et prosjekt, samt at de følges opp gjennom hele prosessen. Utbyggerne bør konkret pålegges å utføre tilstrekkelig med (relevante) målinger, for å kunne dokumentere at de ikke påfører omgivelsene skade.

AVSLUTTENDE KOMMENTARER

Foreliggende artikkel er et forsøk på å oppsummere noen erfaringer som er gjort i forbindelse med store utbyggingsprosjekter i Oslo de siste årene. Skadene som har oppstått, har ført til noen forandringer i bransjen, og det er igangsatt en del aktiviteter som skal og vil føre til en bedre bevisstgjøring rundt temaet "påvirkning av omgivelsene".

Forståelse av årsaksforholdene er et steg på veien, og den er påbegynt i forbindelse med BegrensSkade-prosjektet (BegrensSkade, 2016), samt i forbindelse med kartleggingen av hva som skjedde rundt Oslo S (Karlsrud et al., 2013).

Som en direkte konklusjon fra BegrensSkade ble det i 2015 igangsatt et arbeid med utarbeidelse av en Byggegropveiledning. Man så at det manglet en veiledning som ser byggeprosessen rundt store byggegroper mer helhetlig, og som belyser konkrete virkemidler for at det ikke oppstår skader hos tredjepart. Målet med denne Byggegropveiledningen er også at den kan brukes som et hjelpemiddel av alle aktører i en byggeprosess, og helst i en tidlig fase. Arbeidet fra BegrensSkade er nå også videreført i et nytt forskningsprosjekt, BegrensSkade II / REMEDY (Risk Reduction of Groundwork Damage), som støttes av Norges Forskningsråd og til sammen 18 partnere. I prosjektet legges det spesielt vekt på å redusere skaderisiko for naboer / omgivelser, dette bl.a. ved å ha større fokus på risikovurdering ifm. prosjektering og utførelse av grunnarbeider.

Hensikten med Oppfølgingsprosjektet opp i denne prosessen er blant annet å sørge for en mer helhetlig oppfølging og vurdering av utviklingen i et område som har gjennomgått og kommer fortsatt til å gjennomgå store forandringer. Det ligger også mye læring i at det sees på utviklingen på en mer helhetlig måte, fremfor å bare se på enkeltprosjekter. Dette også med bakgrunn i at det nesten ikke finnes en "upåvirket" tilstand lenger i det aktuelle området, noe som også er viktig å få med seg når man går i gang med nye prosjekter.

Budskapet er at ting henger sammen, og at bransjen har en del jobb igjen for å finne forbedrede metoder og fremgangsmåter i prosjekter som ivaretar omgivelsene på en bedre måte!

Når det gjelder Oppfølgingsprosjektet, så er det svært avhengig av å få inn nok måledata og relevant informasjon fra prosjektene i området. Alle interessenter i området (eiendomsbesittere, byggherrer og eiere av infrastruktur) oppfordres til å bidra og dele data, slik at man klarer å opprettholde en helhetlig oversikt over setningsutviklingen. Til gjengjeld vil man da få tilgang til statusrapporter som oppsummerer situasjonen, samt at man får en dokumentasjon hvorvidt enkelte prosjekter har bidratt eller ikke bidratt til eventuelle poretrykkssenkninger og setninger.

REFERANSER

Baardvik, G.; Motzfeldt, E.; Grøndal, J.H. (2014)
Nytte av CPT-sondering som grunnlag for å plassere poretrykksmålere i riktig dybde
Geoteknikkdagen 2014, NGF, 28. november 2014. Kompendiet s. 40.1-40.9

BegrensSkade (2016)
Begrensning av skader som følge av grunnarbeider. Sluttrapport.
Rev. 0, mars 2016.

BegrensSkade II / REMEDY
Risk Reduction of Groundwork Damage
Prosjektnettside: https://www.ngi.no/Prosjekter/BegrensSkade-II-REMEDY-Risk-Reduction-of-Groundwork-Damage

Karlsrud, K.; Sander, L. (1978)
Subsidence Problems Caused by Rock-Tunneling in Oslo
NGI-publikasjon nr. 123

Karlsrud, K.; Hauser, C.; Haile, B. og Myrvoll, F. (2013)
Vurdering av setninger og forskyvninger forårsaket av byggevirksomhet rundt Oslo S og Bjørvika – er byen på vei til havs?
Geoteknikkdagen 2013, NGF, 22. november 2013. Kompendiet s. 42.1-42.29

Langford, J.; Baardvik, G.; Karlsrud, K. (2016)
Pore pressure reduction and settlements induced by deep supported excavations in soft clay
Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, 25.-28. mai 2016, Reykjavik, Island

Lov om rettshøve mellom grannar (grannelova)
LOV-1961-06-16-15

NGI (2014)
Setninger Oslo S. Sammenstilling og vurdering av målinger
Rapport 20130559-06-R, rev. 2 datert 12. mai 2014, JBV-dok. nr. UOS-10-A-13029_03B

NGI (2015)
Vurdering av setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet. Statusrapport per august 2015. Rapport 20140406-03-R datert 1. september 2015. JBV-dok. nr. UB.119457-000

NGI (2016)
Vurdering av setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet. Statusrapport per august 2016.
Rapport 20140406-04-R, datert 7. september 2016. JBV-dok. nr. UB.153996-000

NGI (2017)
Vurdering av setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet. Statusrapport per sommer 2017.
Rapport 20140406-05-R, rev. 1 datert 11. oktober 2017. Bane NOR-dok. nr. UB.157982-000

NGI (2018)
Vurdering av setninger i Oslo S- og Bjørvikaområdet. Statusrapport per sommer 2018.
Rapport 20140406-07-R, rev. 1 datert 31. oktober 2018. Bane NOR. nr. KU-037612-000

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA: 2016
Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regner

NS-EN 1997-2:2007+NA:2008
Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

DETEKTERING AV SENSITIVE MASSER MED CPTU I NORGE VED BRUK AV MASKINLÆRING

Detecting sensitive materials with CPTu in Norway using machine learning

Sigurdur Már Valsson, Statens vegvesen - Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Statens vegvesen har de siste 2 årene samlet referanser til CPTu forsøk i våre vegprosjekt der det også er utført laboratorieanalyser. I dag inneholder registeret referanser til over 230 CPTu-er, fordelt på ca. 50 prosjekt over hele landet. Denne artikkelen beskriver hvordan disse forsøksresultatene kan benyttes for å definere maskinlæringsmodeller, som siden kan brukes for å tolke om nye CPTu data tyder på forekomst av sensitive materialer – eller ikke.

Resultatene så langt viser at slike modell, hvis definert med utvalgte variabler og data fra lokale forsøk, klarer å identifisere høy andel av punkter fra sensitive materialer samtidig som andel feiltolkede punkter fra ikke-sensitive materialer holdes lavt. Dette er en pågående utviklingsoppgave, og resultatene som presenteres her vil endres med nye data.

SUMMARY

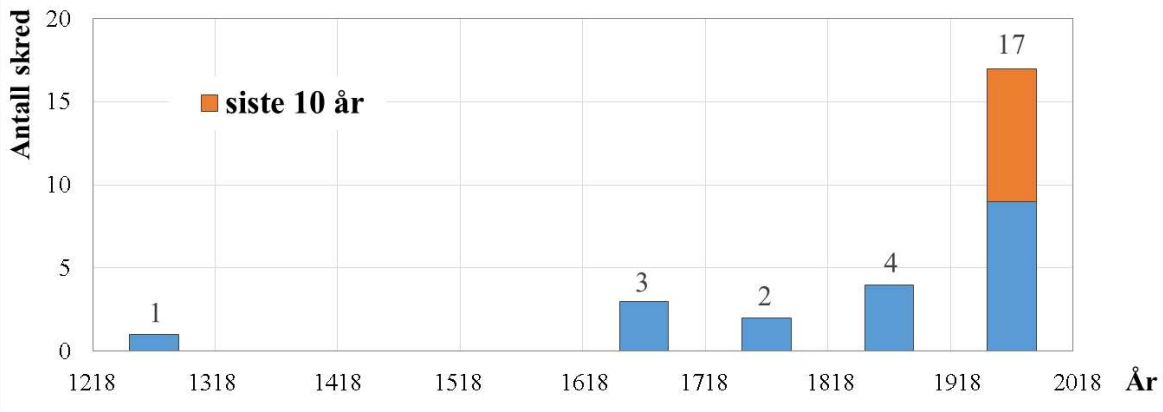
The Norwegian Public Roads Administration has gathered CPTu data with laboratory results from road-projects across Norway. This effort has produced a set of labelled data from over 230 CPTu test from around 50 road projects in Norway. This paper describes how machine learning is used to estimate if CPTu data belongs to sensitive- or non-sensitive materials.

The results show that tuned classifiers fitted with selected features on samples from local sites can generate high detection rates for sensitive materials while at the same time keeping rates of false detections low. This is an ongoing study, and results presented herein are likely to change with new data.

INNLEDNING

Mindre utglidninger i skråninger med forekomst av sensitive masser, kan potensielt utvikle seg til større skred og de siste 10 årene har det gått minst 8 skred i Norge der sensitive masser har vært involvert.

Selv om noen mindre historiske skred trolig ikke er med i oversikten vist i Figur 1, er det vanskelig å konkludere med noe annet enn at frekvensen på slike hendelser har økt de siste årene. Noen av skredene er utløst av naturlige prosesser, men de fleste er forårsaket av menneskelig aktivitet.



Figur 1 Antall skred i sensitive masser i Norge (bearbeidet fra NGI.no; jf. Ref. 1 *)*

Hvis samfunnet skal kunne snu denne trenden er det viktig at områder med kvikkleireforekomster kartlegges. Målet med dette arbeidet er å finne modell som gir gode resultater og kan enkelt implementeres i dagens CPTu tolkningsprogram/regneark.

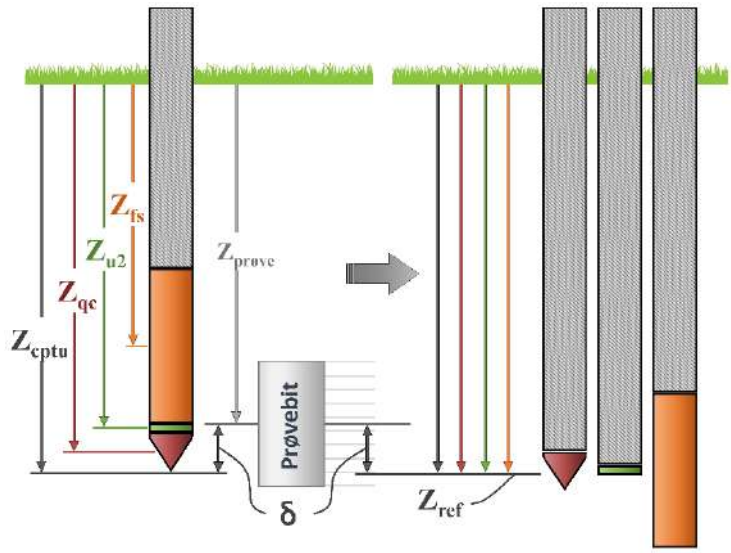
INNHENTING OG BEARBEIDING AV DATA

Systematisk registrering av CPTu og lab data startet i 2017 og registeret inneholder nå referanser til over 230 CPTu-er fra ca. 50 prosjekt over hele landet.

Følgende kriterier ble brukt ved henting av data fra registret for denne artikkelen

- CPTu målinger (q_c, f_s, u_2) er justert til felles referansedybde (se Figur 2)
- Maks 5 cm avstand (δ) mellom lab-dybde og CPTu referansedybde
- Hver linje av CPTu data er gjennomsnitt for 20 cm av måledata

Dette betyr at 5 – 10 linjer av CPTu data knyttes til resultater fra hver 10cm prøvebit.



Figur 2 prinsipp for justering av CPTu referansedybde og vertikal-avstand til analyseresultater.

I et forsøk for å skape representative CPTu resultater for hvert prøveresultat, ble gjennomsnitt regnet for alle CPTu registreringer som hørte til hver prøve, men dette etter generering av nye variabler (se avsnitt om søk etter relevante variabler).

Dette ga totalt 1976 punkter: 1267 fra *ikke sensitive masser*, 380 fra *kvikkleire* og 329 fra *sprøbruddmaterialer*.

HVORDAN DEFINERE SUKSESS

En måte for å systematisere evaluering av klassifiseringsmodeller er å bruke såkalt forvirringsmatrise. Resultater fra klassifiseringsoppgaven deles opp i 4 kategorier: *Sann Positiv, Sann Negativ, Falsk Positiv* og *Falsk Negativ*. For å forenkle oppgaven blir sensitive materialer behandlet som en gruppe.

Tabell 1 Forvirringsmatrise benyttet for å analysere klassifiseringsresultater

		Prediksjoner		
		Kvikkleire	**Sprøbrudd**	**Ikke sensitiv**
Analyse-resultater	**Kvikkleire**	Sann positiv (SP)	Sann positiv (SP)	Falsk negativ (FN)
	Sprøbrudd	Sann positiv (SP)	Sann positiv (SP)	Falsk negativ (FN)
	Ikke sensitiv	Falsk positiv (FP)	Falsk positiv (FP)	Sann negativ (SN)

Med bakgrunn i resultatene i Tabell 1 kan flere vurderingsparametere evalueres. Denne artikkelen benytter følgende parametere

$$acc = \frac{SP+SN}{SP+SN+FP+FN} \quad \text{Nøyaktighet (}e.\ accuracy\text{)} \quad (1)$$

$$TPR = \frac{SP}{SP+FN} \quad \text{Sensitivitet (}e.true\ positive\ rate\text{)} \quad (2)$$

$$FPR = \frac{FP}{FP+SN} \quad \text{Utfall (e. false positive rate)} \quad (3)$$

$$CM = TPR - FPR \quad \text{Egendefinert vurderingsparameter} \quad (4)$$

Punktgruppene er av ulik størrelse, og i dette tilfellet har en modell som ikke klassifiserer noen punkt som sensitiv en nøyaktighet på hele 64%. Egen vurderingsparameter, *CM*, introduseres for å gi et bedre bilde over modellenes prediksjonsevne. Målet er å oppnå *CM* på 1 (alle punktene er riktig klassifisert). Hvis ingen punkt klassifiseres som sensitiv gir det *CM* på 0.

BRUK AV KLASSIFISERINGSDIAGRAM

Parametrene over kan brukes for å vurdere hvor godt kjente klassifiseringsdiagram klarer å skille sensitive masser fra ikke sensitive masser. Dette er gjort for samtlige klassifiseringsdiagram som ligger i SVV sin tolkningsregneark. Områder i klassifiseringsdiagrammene defineres som sensitive eller ikke sensitive som vist i Tabell 2.

For ytterligere informasjon om disse klassifiseringsdiagrammene vises det til *Lunne m.fl. (1997), Fellenius m.fl. (2000), Schneider m.fl. (2012), NIFS (2015)* og *Valsson (2016)*.

Tabell 2 Områder i klassifiseringsdiagram for detektering av sensitive masser

Klassifiseringsmodell	Sensitiv	Ikke sensitiv
Robertson 1990 (B_q–Q_t)	1. Sensitive, fine grained	Alt annet
Robertson 1990 (F_r–Q_t)	1. Sensitive, fine grained	Alt annet
Robertson et al. 1986 (B_q–q_t)	1. Sensitive, fine grained	Alt annet
Robertson et al. 1986 (R_f–q_t)	1. Sensitive, fine grained	Alt annet
Eslami et al. 2000 (f_s–q_e)	1. Sensitive and Collapsible Clay and/or Silt	Alt annet
Senneset et al. 1989 (B_q–q_t)	1. Very soft	Alt annet
Schneider et al. 2012 ($\Delta u_2/\sigma'_{v0}$–Q_t)	1c. Sensitive Clays	Alt annet
Schneider et al. 2012 (F_r–Q_t)	1c/3. Sensitive Clays/Transitional soils	Alt annet
NIFS 2015 (B_{q1}–N_{mc})	1. Sannsynlig kvikkleire 2. Mulig sprøbruddmateriale	Alt annet
NIFS 2015 (R_{fu}–N_{mc})	1. Mulig sprøbruddmateriale	Alt annet
Robertson 2016 (F_r–Q_{tn})	1.CCS Clay-like – Contractive – Sensitive	Alt annet
Valsson 2017 (B_q–f_{sn}–q_{tn})	1. Quick clay	Alt annet

Punkter som havner utenfor diagrammene klassifiseres som ikke sensitive.

MASKINLÆRING – DEFINERE MODELL FRA DATA

Begrepet maskinlæring beskriver fagfelt som handler om å lage modell fra data (treningsdata), der modellen tilpasses for å lage prediksjoner for nye data som ikke er en del av treningsdataene (test data). Til dette formålet benyttes gjerne lineær algebra, statistikk og til tider svært avanserte algoritmer. Slike modell har det til felles at hvis nye punkt legges til treningssettet vil modellen oppdateres og kunne gi nye svar for samme oppgaven.

Maskinlæringsoppgaver kan deles inn i to grupper. Veiledet læring (*e.supervised learning*), der algoritmer tilpasses treningsdata der riktige svar er kjent på forhånd, og ikke-veiledet læring (*e.unsupervised learning*), der riktige svar ikke eksisterer eller ikke er kjent på forhånd. I denne oppgaven er alle svarene kjente (dvs. vi vet om datapunktene tilhører sensitive eller ikke sensitive materialer).

Klassifiseringsoppgaver kan løses på 2 måter, dvs. ved å

a) definere avgjørelsesgrenser (*e. decision boundaries*)
b) utføre regresjonsanalyse (*e. regression analysis*) og definere grenseverdier for grupper

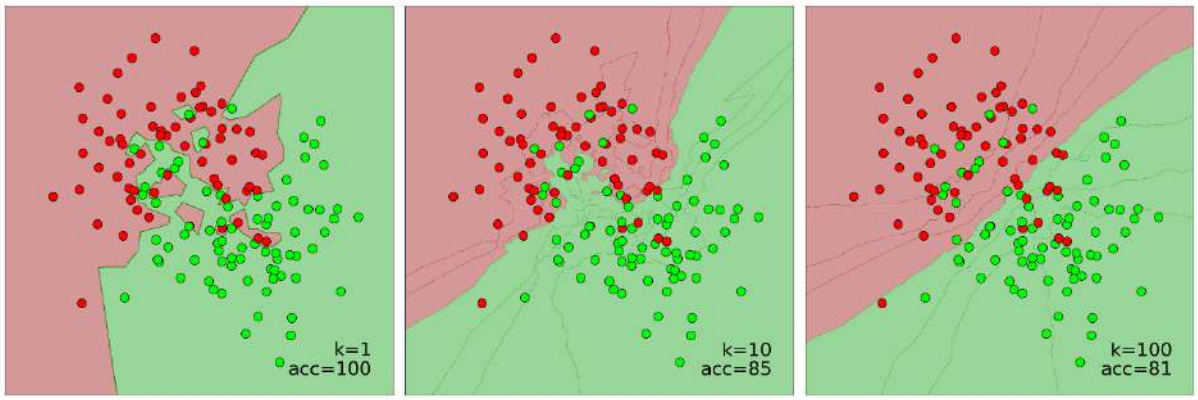
Her er 2 algoritmer av type a) benyttet: k Nærmeste Nabo og nevralt nettverk. For en oversikt over erfaringer av bruk av andre algoritmer til dette formålet vises det til *Valsson m.fl. (2018).*

Arbeidet bak denne artikkelen er utført ved bruk av funksjonsbiblioteket *scikit-learn: Machine learning in Python*, se *Pedregosa m.fl. (2011).*

BENYTTEDE MASKINLÆRINGSMODELL

k Nærmeste Nabo metoden (*e. k Nearaest Neighbors - kNN*) er en modell/funksjon som sorterer punkter i treningssettet etter avstand til testpunktet. Flertall av de nærmeste *k* punktene bestemmer hvilken gruppe testpunktet skal tilhøre.

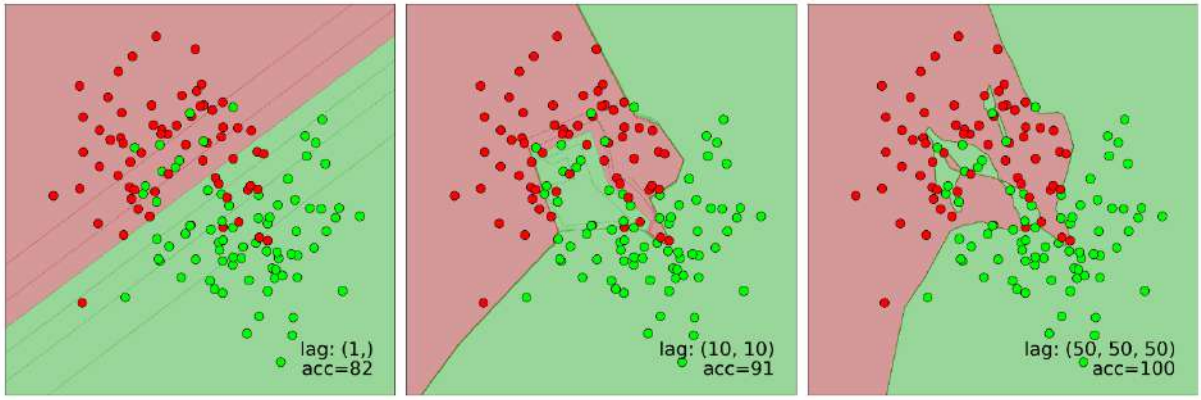
Metoden er svært følsom for at variablene er av samme størrelsesorden, og derfor *normaliseres* gjerne både test- og treningssettet før klassifiseringen. I dette arbeidet normaliseres alle variabler slik at gjennomsnittsverdien (regnet for treningssettet) trekkes fra og deretter deles det med standardavviket. Resultatet får gjennomsnittsverdi på 0 og standardavvik på 1.



Figur 3 Viser kNN modeller for et fiktivt punktsett med 200 punkt og varierende verdier av k

Figur 3 viser hvordan avgjørelsesgrensen endres ved å justere antall nærmeste naboer, *k*, som vurderes i klassifiseringen for et fiktivt punktsett.

Nevralt nettverk (*e. neural network - NN*) er en funksjon som består av ett eller flere lag av sammenkoblede neuroner/noder (indre funksjoner). I dette arbeidet benyttes NN av typen *multi layer perceptron* (MLP) og for en introduksjon til denne typen nettverk vises det spesielt til *Sanderson (2017)*.



Figur 4 Viser MLP modell for fiktivt punktsett med varierende lagstruktur

Problemløseren (*e.solver*) i det enkleste nettverket i Figur 4 (1 lag med 1 node) må finne god løsning for 7 ukjente parametere for treningssettet (overbestemt system).

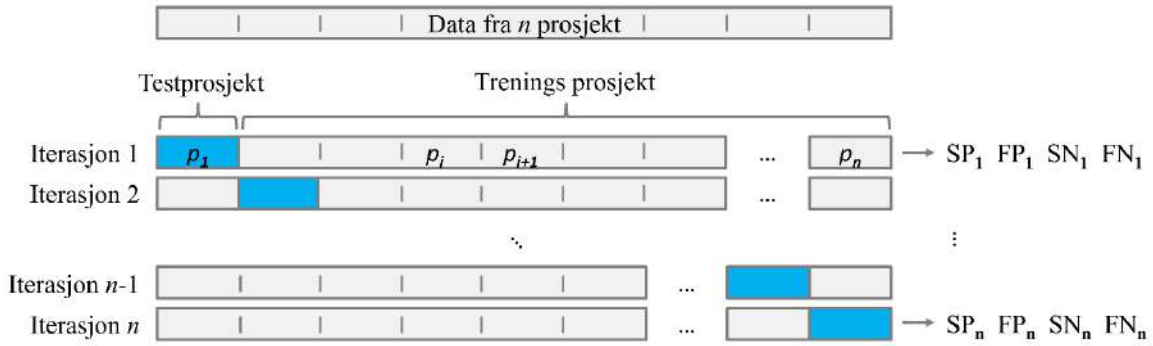
Slike nettverk blir fort meget kompliserte, og for tilfellet lengst til høyre (3 lag med 50 noder) må problemløseren justere på 5352 ukjente parametere for å lande på en god løsning for treningssettet (underbestemt system).

VALIDERINGSMETODER – HVORDAN MÅLE SUKSESS

Eksemplene i Figur 3 og Figur 4 viser nøyaktighet regnet direkte fra treningssettet (*e. training accuracy*). Dette beskriver modellens tilpasningsevne, og ikke prediksjonsevnen.

For å estimere prediksjonsevnen benyttes såkalt kryssvalidering (*e. cross validation*), der en del av datasettet holdes til side (testsett), mens modellen defineres med resten av datasettet (treningssett). Modellen brukes for å predikere resultater for testsettet, og resultatene oppsummeres.

For CPTu-lab datasettet er det funnet at kryssvalidering med oppsplitting etter prosjekt gir gode resultater, såkalt *Leave One Group Out Split* (*LOGOS*) kryssvalidering. Den vises i Figur 5.



Figur 5 Oppdeling i test- og treningssett etter prosjekt (LOGOS metode)

Metoden simulerer resultater en ville fått ved å starte ett av prosjektene i datasettet hvis alle andre prosjektene var til stede i treningssettet. Dette forventes å beskrive modellperformans i nye prosjekt som ikke er med i dagens treningssett.

Parametere som til slutt brukes i formler (1)-(3) er summen av klassifiseringsresultatene fra alle iterasjoner.

SØK ETTER RELEVANTE VARIABLER

Det er utført flere forsøk for å identifisere de mest relevante variablene for detektering av kvikkleire med CPTu. For å utvide tolkningsgrunnlaget ble 13 nye variabler først lagt til datasettet (se Tabell 3)

Tabell 3 Definisjon av nye variabler

Nr	Definisjon	Enhet
1	$q_{n.eff} = q_t - \sigma'_{v0}$	kPa
2	$f_n = f_s - \sigma_{v0}$	kPa
3	$f_{n.eff} = f_s - \sigma'_{v0}$	kPa
4	$f_e = f_s - u_2$	kPa
5	$u_2_q_t = u_2 / q_t$	-
6	$u_2_q_n = u_2 / q_n$	-
7	$u_2_f_s = u_2 / f_s$	-

Nr	Definisjon	Enhet
8	$Q_e = q_e / \sigma'_{v0}$	-
9	$B_{qt} = \Delta u / q_t$	-
10	$B_{qe} = \Delta u / q_{n.eff}$	-
11	$F_q = \Delta u / f_n$	-
12	$F_{qs} = \Delta u / f_s$	-
13	$F_{qe} = \Delta u / f_{n.eff}$	-

Under er en kort oversikt over variabler som ble tatt med i vurderingen

- 22 hentet fra CPTu regneark
- 13 nye variabler definert
- 7 variabler definert som logaritmer av q_t, f_s, q_{tn}, f_{sn}, Q_t, R_f, N_{mc}
- 42 variabler ble definert som helning av andre variabler mot dybden

Rekursivt valg

Rekursivt valg (*e. recursive feature selection - RFS*) er utført med kNN for å finne de 30 variablene som ga størst hopp for CM i hver runde. antall naboer *k* ble satt til 17 som på forhånd ble funnet å være bra verdi for modell tilpasset til alle variablene.

Tabell 4 Første 10 variabler fra rekursivt valg med k=17

Nr	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Navn	N_{mc}	Q_t	$\log(N_{mc})$	$k.N_{mc}$	q_{tn}	$k.R_{fu}$	R_{fu}	$k.F_q$	$k.F_{qe}$	F_{qe}
CM	0,57	0,65	0,67	0,67	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68

Resultatene i Tabell 4 viser at CM flater raskt ut ved 0.67-0.68. Det er verdt å notere at første 5 variablene er uavhengige av sidefriksjon.

Rekursiv eliminering

RFS metoden legger én variabel til om gangen, og vil derfor ikke alltid fange opp gunstige kombinasjoner. Rekursiv eliminering av variabler (*e. recursive feature elimination - RFE*) beskriver motsatt prosess, der én variabel fjernes fra datasettet om gangen. Variabelen som gir størst hopp for CM i hver iterasjonsrunde er fjernet og prosessen gjentatt inntil kun én variabel står igjen. RFE ble utført med alle variabler som input og k=17.

Tabell 5 Siste 10 variabler fra rekursiv eliminering av alle variabler med k=17

Nr	**10**	**9**	**8**	**7**	**6**	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**
Navn	n_{10}	$\log(Q_t)$	$\log(R_f)$	B_q	$k.B_{qe}$	F_r	R_f	B_{q1}	$I_{c.10}$	$\log(N_{mc})$
CM	0,53	0,52	0,53	0,56	0,58	0,57	0,55	0,54	0,57	0,57

Det er tydelig at RFE for hele datasettet ikke gir like gode resultater som RFS, siden høyeste CM er her på 0,58. Hvis resultatet fra RFS brukes som input til RFE blir resultatet endret

Tabell 6 Siste 10 variabler etter rekursiv eliminering av beste 30 variabler fra RFS med k=17

Nr	**10**	**9**	**8**	**7**	**6**	**5**	**4**	**3**	**2**	**1**
Navn	$k.q_c$	$k.Q_{tn.10}$	N_{mc}	Q_t	$k.B_{q1}$	R_{fu}	$\log(q_{tn})$	$k.f_s$	$\log(Q_t)$	$\log(N_{mc})$
CM	0,67	0,67	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,67	0,66	0,57

Resultatene fra RFE for variabler tidligere identifisert med RFS gir meget sammenlignbare resultater, der CM stabiliseres raskt til 0,67-0,68. Dette tyder på at dette er det som er mulig å oppnå fra dette datasettet. Legg merke til at $k.f_s$ (sidefriksjonens helning mot dybden) er her identifisert som den 3. viktigste variabelen.

Beste kombinasjon av 2 variabler

For å finne de 2 variablene som gir høyest CM ble alle mulige kombinasjoner sjekket. Det viste seg at q_{tn} og log(N_{mc}) ga høyest CM, på 0,671.

Ved kun å bruke disse ble antall nærmeste naboer, k, undersøkt på nytt. Denne gangen ga k=19 beste resultatet, med CM på 0,674. Dette resultatet er på par med det som ble funnet med RFS/RFE og ved å bruke flere variabler.

VERIFISERING

For å verifisere funnene for kNN, ble problemet analysert på nytt med nevralt nettverk. Optimal størrelse på nettverket (antall lag og noder) ble analysert for variablene q_{tn} og log(N_{mc}).

Tabell 7 CM verdier for varierende geometri av nevrale nettverk

n_noder n lag	1	2	5	10	20	50	100	200
1	0,30	0,40	0,53	0,54	0,54	0,57	0,58	0,60
2	0,20	0,50	0,56	0,58	0,63	0,65	0,65	0,64
3	0,02	0,53	0,58	0,65	0,60	0,65	0,62	0,66
4	0,01	0,13	0,49	0,65	0,65	0,65	0,65	0,67
5	0,01	0,33	0,59	0,60	0,67	0,67	0,66	0,65
6	0,00	0,10	0,51	0,57	0,63	0,67	0,60	0,65
7	-	0,04	0,54	0,60	0,65	0,64	0,62	0,68
8	-	0,02	0,62	0,67	0,65	0,66	0,65	0,66
10	-	0,04	0,58	0,62	0,61	0,66	0,64	0,66
12	-	0,00	0,21	0,67	0,67	0,65	0,64	0,59
14	-	-	0,01	0,61	0,67	0,58	0,67	0,65
16	-	-	0,15	0,58	0,66	0,59	0,68	0,65

Det fremgår av Tabell 7 at NN gir sammenlignbare resultater til kNN hvis kun disse 2 variablene brukes som input. Det er også verdt å nevne at beste resultatene kommer fra NN modell med langt flere ukjente variabler enn det er punkter i treningssettet.

Det er utført valg av 5 variabler med RFS for nevralt nettverk som består av 5 lag med 50 noder. Resultatene fra analysen er vist i Tabell 8

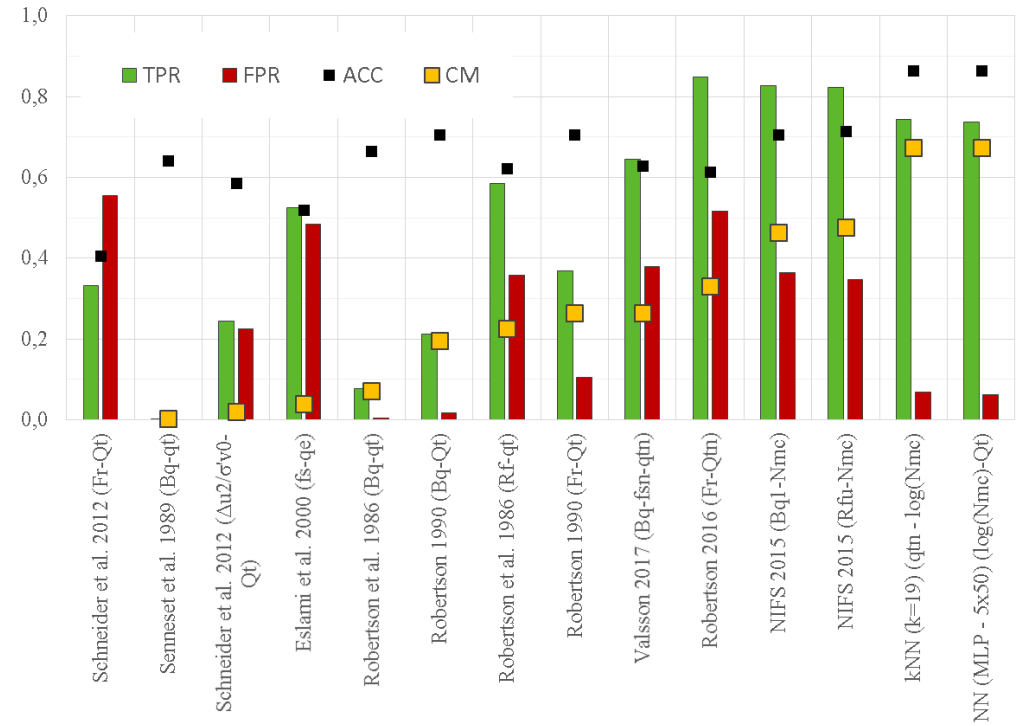
Tabell 8 Første 5 variabler fra RFS med nevralt nett av 5 lag med 50 noder

Nr	1	2	3	4	5
Navn	log(N_{mc})	Q_t	q_c	k.log(q_t)	k.log(R_f)
CM	0,57	0,67	0,68	0,69	0,69

Resultatene i Tabell 8 viser at selv om disse to klassifiseringsmodellene har ulik tilnærming til klassifiseringsoppgaven gir de sammenlignbare resultater. Resultatene for kNN modellen anses derfor som oppnåelig/verifisert.

RESULTATER

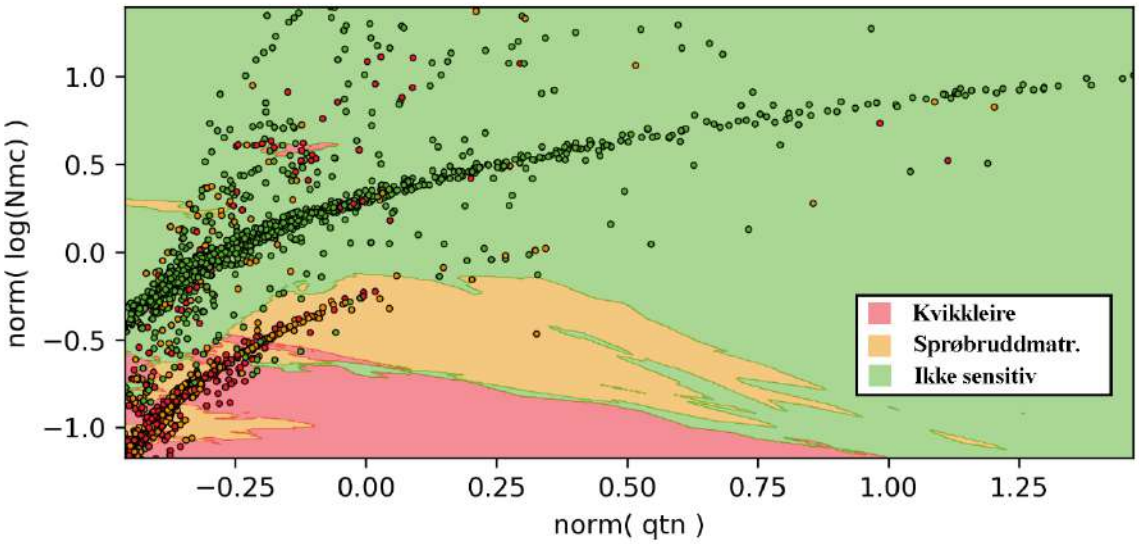
En sammenstilling av alle testede klassifiseringsmodeller er vist i Figur 6. Selv om maskinlæringsalgoritmene ikke har høyest forhold av riktig klassifiserte sensitive materialer får de høyere nøyaktighet og CM. Grunn for dette er vesentlig lavere forhold for feilklassifiserte ikke-sensitive punkter.



Figur 6 Sammenstilling av resultater fra alle klassifiseringsmodell

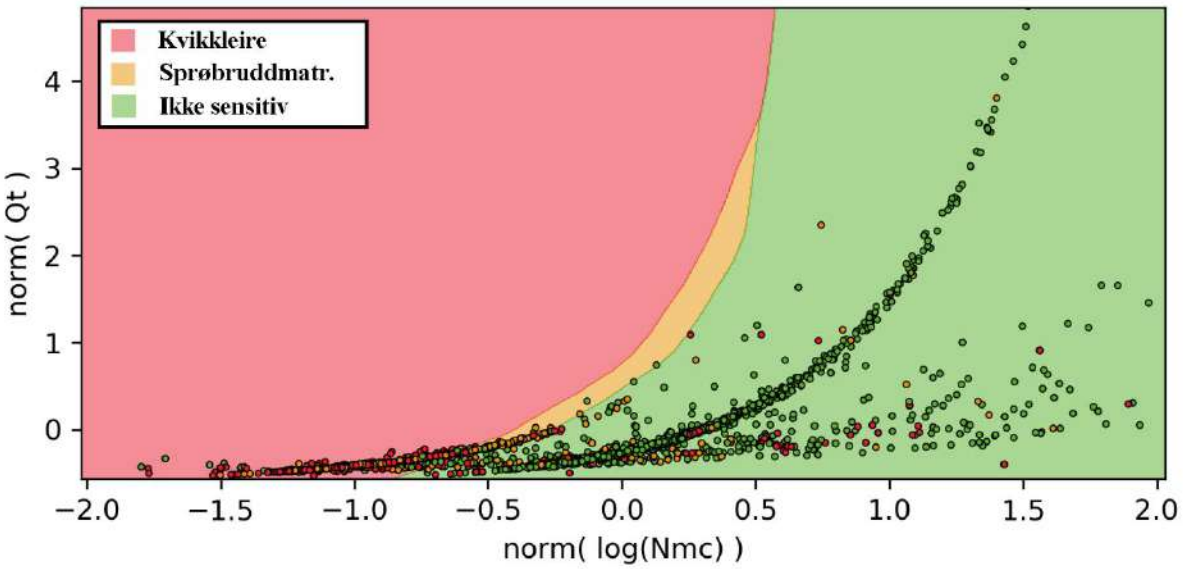
Ifølge resultatene i Figur 6 kan en forvente å detektere riktig ca. 75% av punkter som hører til sensitive masser, og at ca. 7% av punktene vil bli feilklassifisert ved bruk av disse metodene.

Avgjørelsesgrenser for maskinlæringsmodellene i Figur 6 presenteres sammen med treningsdata Figur 7 og Figur 8.



Figur 7 Avgjørelsesgrenser og treningsdata for kNN modell (antall naboer k = 19)

Det er enkelt å se av Figur 7 at kNN metoden kan gi uforventede resultater, og at metoden er sensitiv mot spredning i dataene. Det ligger f.eks. er lite område for ikke sensitive materialer mellom de to største områdene for kvikkleire og sprøbruddmaterialer, som er vanskelig å forklare med annet enn et begrenset innslag av ikke sensitive punkt i område dominert av punkter fra sensitive materialer.



Figur 8 Avgjørelsesgrenser og treningsdata for NN modell (5 skjulte lag med 50 noder)

Avgjørelsesgrensene definert av NN modellen er *glattere* enn de som ble definert av kNN modellen. Dette kan bety at modellen vil tilpasses bedre til nye data, men det kan også bety at modellen ikke er like godt tilpasset treningssettet.

DISKUSJON OG VIDERE ARBEID

Dette arbeidet viser at maskinlæringsmodell klarer å skille sensitive materialer fra ikke-sensitive med høyere grad av nøyaktighet enn klassifiseringsdiagram. Selv om noen diagram har høyere andel riktig klassifiserte sensitive punkter, har de lavere nøyaktighet på grunn av høy andel feilklassifiserte ikke sensitive punkter.

Det er lite sannsynlig at vil kunne forbedre maskinlæringsresultatene *vesentlig* ved å bytte algoritmer, eller justere ytterligere på modellinnstillinger. En CM på 0,67 anses akseptabel på grunn av spredning i både CPTu og laboratoriedata.

Største forbedringspotensialet for maskinlæringsmodellene ligger trolig i å være mer selektiv på data som hentes fra registeret, samt å legge til mer data av høy kvalitet fra nye prosjekt til treningssettet.

For å heve kvalitet av dataene som blir brukt for å trene modellene kunne kryssvalideringsmetoden utnyttes ytterligere ved å sjekke om enkelte prosjekt gir vesentlig verre (eller bedre) resultat enn de andre.

Det gjenstår å undersøke om regresjonsanalyser eller probabilitetsanalyser vil gi gode klassifiseringsmodell for dette datasettet.

Helning av variabler mot dybde ble med RFE analyse (kNN) og RFS analyse (NN) funnet å relevant for identifisering av sensitive materialer. Det gjenstår å analysere nærmere helningsforholdene som ble regnet ut for de forskjellige variablene fra sensitive og ikke sensitive materialer.

REFERANSER

Ref. 1 Norges Geotekniske Institutt (2018): "Kvikkleireskred i Norge", (nettside)*https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-A-AA/Jordskred-og-leirskred/Kvikkleireskred-i-Norge*

Ref. 2 Fellenius B.H, Eslami A. (2000): "Soil profile interpreted from CPTu data.'Year 2000 Geotechnics'", Geotechnical Engineering Conference, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, November 27-30 2000, Vol. 1, side 163-171.

Ref. 3 Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997): "Cone penetration testing in geotechnical practice", Spon Press - London, side 53-54.

Ref. 4 Naturfare, Inrastruktur, Flom, Skred (NIFS) (2015): "Detektering av kvikkleire – Sluttrapport. Rapport nr. 126/2015", side 36-40.

Ref. 5 Schneider J.A. Hotstrem J.N. Mayne P.W. Randolph M.F. (2012): "Comparing CPTU Q-F and Q-Δu2/σ'v0 soil classification charts", Géotechnique Letters 2 (Oct. 2012), side 209–215.

Ref. 6 Valsson S.M. (2016): "Detecting quick clay with CPTu", 17th NGM, side 143-152

Ref. 7 Valsson S.M., Degago S.A., Haugen E. (2018): "Detecting highly sensitive materials with CPTu in Norway using machine learning", 26th EYGEC, side59-68

Ref. 8 Pedregosa F., Varoquaux G., Gramfort A., Michael V., Thirion B., Grisel O., Blondel M. Prettenhofer P., Weiss R., Dubourg V. Vanderplas J., Passos A., Cournapeau D., Brucher M., Perrot M., Duchesnay É. (2011): "Scikit-learn: Machine Learning in Python", JMLR 12, side 2825-2830.

Ref. 9 Sanderson G. [3Blue1Brown] (2017): "But what *is* a Neural Network? (Chapter 1)"| "Gradient descent, how neural networks learn (Chapter 2)" | "What is backpropagation really doing? (Chapter 3)",(nettside)*https://www.youtube.com/watch?v=aircAruvnKk*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2018

ERFARINGER FRA SKREDHENDELSER I FORBINDELSE MED FLOMMEN PÅ SØRLANDET HØSTEN 2017

Experiences from the landslide events during the flooding in the south of Norway autumn 2017

Morten Tveit, Rambøll Norge AS
Emilie Laache, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

I overgangen mellom september og oktober 2017 ble Sørlandet rammet av kraftig nedbør. I løpet av helgen ble det observert opp mot 300 mm nedbør i løpet av tre døgn ved flere målestasjoner. (NVE, 2107) Den kraftige nedbøren resulterte i flom og flere jordskredhendelser. I denne forbindelsen utførte Rambøll en rekke akuttvurderinger av jordskred i Kristiansandsområdet. Utfordringene ved vurderingene var å fremskaffe nok informasjon og grunnlag til å kunne ta beslutninger med tanke på evakueringer, vurderinger av videreutvikling av skred og sikringstiltak. Vi fikk erfare verdien av tilgjengelig delt informasjon via portaler som Høydedata og NADAG. Drone ble benyttet, både for å skaffe foto og video av utilgjengelige skredgroper, og for å lage en terrengmodell av skredområdet. Det å ha en terrengmodell fra både før og etter skredet gjorde det mye enklere å utføre vurderinger.

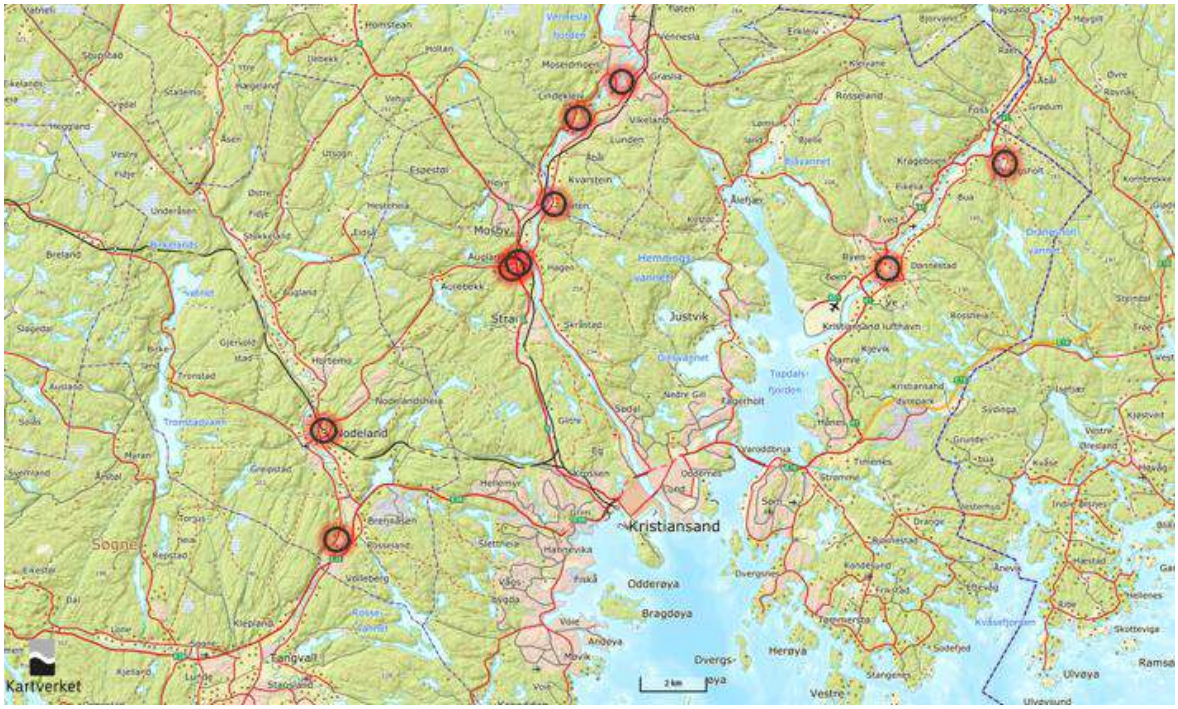
SUMMARY

The southern part of Norway experienced days of heavy rainfall in the period late September to early October 2017. Over a 3-day period it was recorded up to 300 mm of rainfall. This heavy rainfall resulted in flooding and landslides in some areas, and Rambøll was given the task of performing geotechnical assessments of the landslides that occurred in the Kristiansand area. The challenge was to obtain sufficient information such that decisions could be made in relation to evacuation of people, to allow an assessment in relation to further development of the landslides and also proposal for safety measures.

To obtain this information new methods were used, and we experienced the advantage of using portals such as Høydedata and NADAG that allowed sharing of information. Drone mapping to obtain photos and videos and to create terrain models of the landslides was also used. It was found that the assessments were made easier by having a terrain model both before and after the landslide had occurred.

INNLEDNING

I slutten av september 2017 sender NVE ut flomvarsel på høyeste nivå på Sørlandet. Flomnivået stiger på alle målestasjoner og i løpet av helga går det flere jordskred. Det ble observert opp mot 300 mm nedbør i løpet av tre døgn ved flere målestasjoner. Som et resultat av flom og ras stenger Sørlandsbanen sammen med omkring 40 veger. Flere hus og landområder oversvømmes, og det går flere jordskred. (NVE, 2017) I løpet av helgen og ukene i etterkant utfører geoteknikere fra Rambøll vurderinger på tilsammen ni ulike jordskred og utglidninger. Lokasjonen for alle skredene og utglidningene som ble vurdert kan ses i figur 1. Figur 2 viser et utvalg av noen av hendelsene vi befarte.



Figur 1 - Oversiktskart over Kristiansandsområdet. De røde ringene indikerer skred og utglidninger Rambøll befarte i forbindelse med flommen.

Felles for mange av skredene som gikk i forbindelse med flommen var at det generelt var lokale overflateutglidninger. På flere av skredene var det et løsmasselag mellom 1-3 meter som hadde glidd langs bergoverflaten. Vi ble bedt om å vurdere skredet, vurdere risiko for videreutvikling og gi anbefaleringer til sikringstiltak. Utfordringene vi møtte på var utilgjengelige skredgroper, lite tilgengelig grunnlag og høye forventninger. I denne artikkelen har vi valgt å gå nærmere inn på to skred og en jernbanefylling.

Figur 2 – Et lite utvalg av hendelser som ble befart. Øverst til venstre og i midten er fra Drangsholt i Kristiansand kommune, øverst til høyre er fra Heisel i Vennesla kommune. Nederst til venstre er fra Augland i Kristiansand kommune, nederst i midten fra Tveit i Kristiansand kommune og nederst til høyre er en jernbanefylling på Augland i Kristiansand kommune.

Skred ved Setesdalsveien

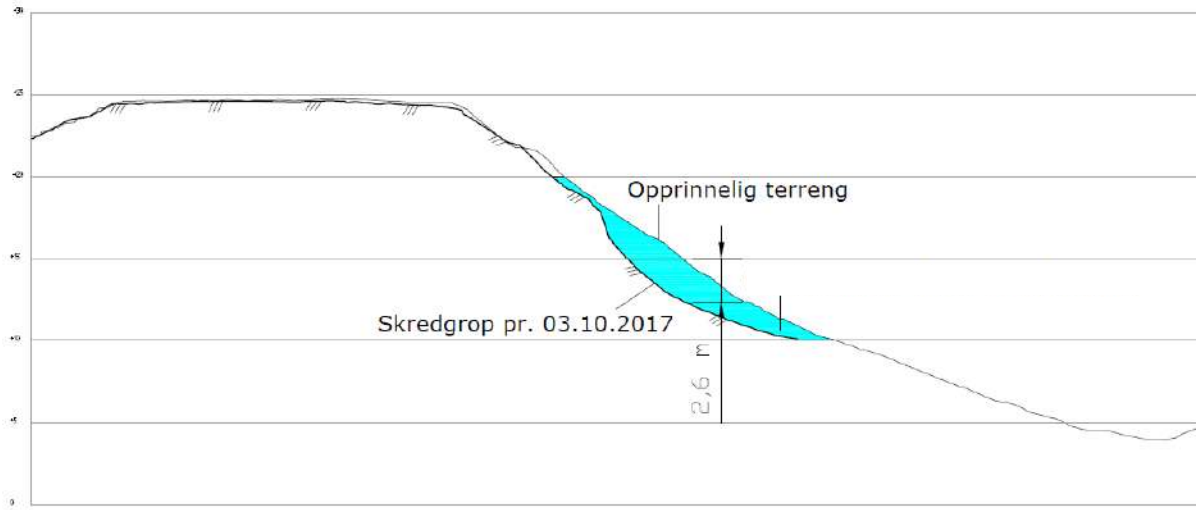
På Augland i Kristiansand kommune gikk det to skred i kvikkleiresonen 1918 Augland med faregrad høy. Terrenget under en av garasjene var gått med i skredet, og beboerne var bekymret for videre utvikling. Det var både bolighus og beitedyr i området. Figur 3 viser bilde av skredet tatt ved første befaring. Det var synlig leire i skredgropa, men det var ikke gjort grunnundersøkelser i skråningen tidligere, så forekomsten og eventuelt dybden på kvikkleira var uvisst. Dette gjorde det vanskelig å vurdere risikoen for videre utvikling av skredet og nødvendig evakuering av beboerne.

For å kunne ta de riktige beslutningene ble det satt i gang arbeid for å skaffe nødvendig grunnlag, og beboerne ble evakuert inntil videre. Det fantes heldigvis en grunnboringsrigg i Kristiansandsområdet som kunne starte jobben med grunnundersøkelser påfølgende dag. Det ble utført geotekniske grunnundersøkelser for å kartlegge grunnforholdene, spesielt med tanke på kvikkleire. I tillegg ble det benyttet dronekartlegging. Det det tatt bilder og video med drone for å skaffe overblikk over situasjonen og for å få nærbilder fra den utilgjengelige skredgropa. Bildene ble også benyttet til å lage en terrengmodell av skredgropa og terrenget rundt. Figur 4 viser ortofoto av området tatt med drone. Grunnundersøkelsene bekreftet forekomst av kvikkleire, men på et dypere nivå enn skjærflaten. Terrengmodellen av skredgropa ble sammenlignet med en terrengmodell produsert av data hentet fra høydedata.no. Dette gjorde skredet visuelt synlig, og det var mulig å vurdere størrelsen på skredet, hvor dypt skredet var gått og hvor dypt kvikkleira lå i forhold til skredet. Terrengmodellen av dagens situasjon gjorde det også enklere å beregne stabilitet og prosjektere sikringstiltak. Figur 5 viser et lengdesnitt gjennom skredgropa som viser terrenget før og etter skredet.

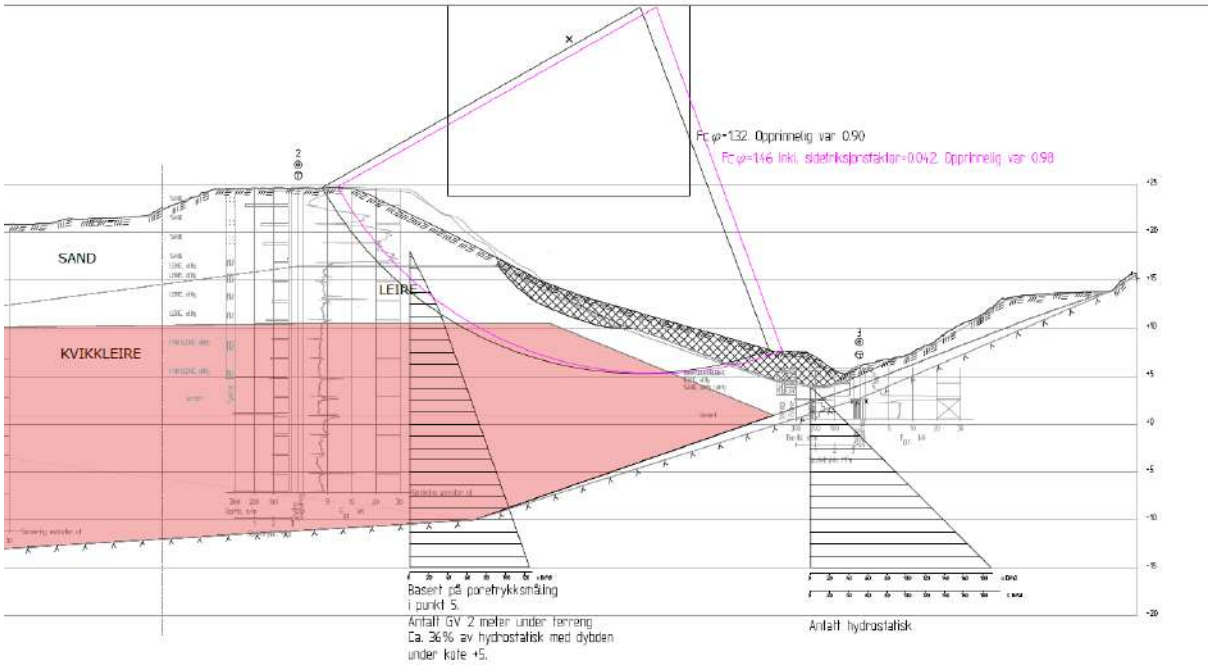
Figur 3 – Bilde tatt av skråningen ved Setesdalsveien 350 og 352 ved første befaring.

Figur 4 – Utklipp av ortofoto fra drone som viser skredområdet på Augland.

Etter utførte beregninger på skråningsstabilitet ble det prosjektert sikringstiltak i form av fylling i bunn og avgraving i topp, vist i figur 6.



Figur 5 Utklipp som viser opprinnelig terreng og terreng etter skredet. Opprinnelig terreng er hentet fra hoydedata.no mens terreng etter skredet er generert fra dronefoto.



Figur 6 Utklipp fra et profil som viser sikringstiltak og AFI-analyse.

De prosjekterte sikringstiltakene ble utført. Garasjene ble fjernet, skråningen ble slakket ut, bekkeløpet ble hevet og erosjonssikret og det ble etablert drensveier i skråningen. Figur 7 og 8 viser ferdig resultat ett år etter skredet.

Figur 7 – Ferdig resultat ett år etter sikringstiltakene er utført.

Figur 8- Ferdig resultat ett år etter sikringstiltakene er utført.

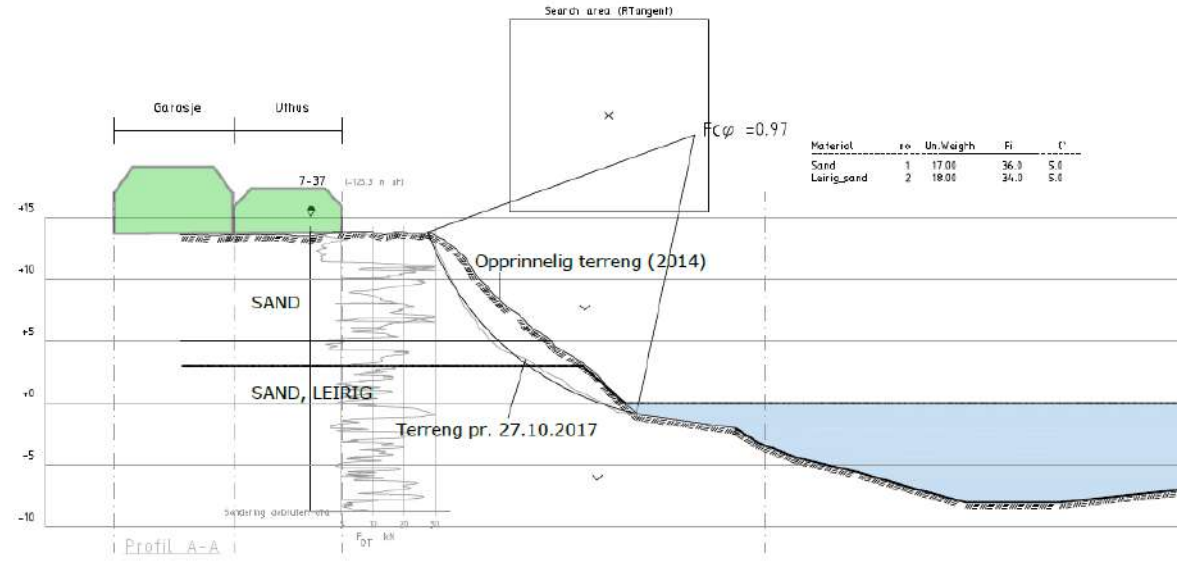
Ryensveien

Langs Topedalselva på Tveit i Kristiansand kommune var det gått flere mindre utglidninger i skråningen ned mot elva. Utglidningene har foregått over flere år, men under flommen gikk det en del større utglidinger og beboerne var bekymret for stabiliteten til skråningen og videreutvikling inn mot boligene. I forbindelse med NVEs kvikkleirekartlegging på Sørlandet ble det utført geotekniske grunnundersøkelser på platået til denne skråningen. Disse viste ikke forekomst av kvikkleire. Figur 9 viser dronefoto av skråningen.

Figur 9 – Skred langs Topdalselva på Tveit i Kristiansand kommune.

Det var vanskelig å vurdere stabiliteten og risiko for videreutvikling i skråningen. Skredgropen var utilgjengelig og det fantes lite grunnlagsdata. Det ble også her benyttet drone for kartlegging av terrenget og for video og foto av skredgropa. Terrengmodellene gjorde det mulig å beregne stabilitet og vurdere størrelsen på utglidningene. Figur 10 viser et profil fra skåningen med terrenget før og etter, samt stabilitetsberegningen som viser bruddsirkel omtrent nøyaktig i skredgropen ifølge terrengmodellen.

For å få et nærmere blikk på skredgropene og løsmassene ble det foretatt en befaring med båt. Det var da mulig å gå i land og ta med seg poseprøver av løsmassene.



Figur 10 – Profil som viser opprinnelig terreng (2014), terrenget etter utglidningen og beregnet stabilitet.

Det ble anbefalt å slake ut øvre del av skråningen, samt etablere en erosjonssikring i foten. Bygninger ytterst mot skråningen ble anbefalt avsperret.

Sørlandsbanen

Ved Augland i Kristiansand kommune går Sørlandsbanen forbi på en fylling langs Otra. I løpet av flommen steg vannføringen i Otra og det samlet seg mye vann oppstrøms og nedstrøms for fyllingen.

Figur 11- Bilde fra flommen som viser brudd i opprinnelig fylling og høy vannstand oppstrøms fylling hvor det til vanligvis ikke er vann.

Det ble i løpet av helgen synlige skader i topp fylling, men ingen synlige skader i bunn og omfanget av skadene var usikkert. Fyllingen ligger innenfor kvikkleiresonene Augland 1819 med faregrad høy,

sonen hvor det nettopp hadde gått et skred. I gamle dokumentene fra byggetiden var det opplyst om at det hadde gått tre utglidninger ved fyllingen. (Bane NOR, 1931) Det var derfor en vanskelig situasjon hvor de synlige skadene var små, men konsekvensen ved en eventuell videreutvikling var stor. For å kartlegge omfanget av skadene, og for å unngå ytterligere forverring og eventuelt større grunnbrudd i forbindelse med belastning fra tog, ble det vurdert som nødvendig å utbedre skadene ved masseutskiftning på deler av fyllingen. Sørlandsbanen måtte stenges.

På grunn av kvikkleiresonen og historikken med utglidninger så måtte det utføres grunnundersøkelser for å kartlegge grunnforholdene. For å spare tid ble grunnundersøkelsene utført samtidig som fyllingen ble fjernet. Arbeidet med rivning, grunnundersøkelser, prosjektering og oppbygning pågikk til alle døgnets tider, og Sørlandsbanen kunne åpnes igjen en uke etter stengning.

Figur 12 – Bilder fra fjerning av fylling og geotekniske grunnundersøkelsene.

Det ble utført vurderinger av Bane NOR og Rambøll angående årsaken til hendelsen. Det ble konkludert med at vannstrømning gjennom fyllingen har sannsynligvis ført til indre erosjon, med påfølgende grunnbrudd i fylling.

Det går en vanntunell på tvers under jernbanetunnelen rett ved fyllingen. Denne tunellen skal lede Sagebekken ut i Otra, men tunellen ble oppdemt når vannstanden i Otra var så høy. Ved en av de første befaringene ble det observert noe inni denne tunellen, men det var ikke mulig å se hva det var og vannstanden var for høy til å kunne gå inn i tunellen. Omtrent to uker etter flommen var vannstanden så lav at det var mulig å gå inn. Det viste seg at det var en fastkilt benk omtrent midt i tunellen. Det er usikkert hvor lenge den hadde stått der, men det er mulig den kan ha påvirket vannivået på oppstrøms side av fyllingen.

Figur 13 – Fastkilt benk i vanntunellen. Benken ble fjernet ved befaringen.

ERFARINGER

Etter dager med flere akuttbefaringer og påfølgende uker med vurderinger sitter vi igjen med mange nyttige erfaringer. Det som kom som en overraskelse på oss var hvor store forventinger det er til en geotekniker ved akutthendelser. Det var nesten forventet at vi skulle bidra med en umiddelbar løsning så fort vi hadde sett på området. Vi fikk også erfare verdien av å dele kunnskap, slik som deling av data gjennom høydedata.no og NADAG. Ved flere av lokasjonen fantes det noe grunnlag, og dette gjorde det enklere å gjøre en vurdering av videre nødvendig arbeid.

Vi lærte også å benytte nye verktøy som drone. Skredgropa er som oftest utilgjengelig, og det er vanskelig å utføre vurderinger uten visuell observasjon. Ved hjelp av drone kunne man både skaffe oversikten med oversiktsbilder og video, samt få detaljer ved nærbilder. Det å kunne lage terrengmodeller av området før og etter skredet var noe av det viktigste grunnlaget for våre vurderinger. Dette gjorde det mulig å enkelt kunne vurdere skredet og deretter prosjektere sikringstiltak. Bruk av drone er nok den nyttigste erfaringen vi sitter igjen med.

Andre erfaringer vi gjorde oss var viktigheten med god kommunikasjon. Ved oppbygningen av sikringstiltaket ved Setesdalsveien hadde vi en hendelse der arbeidsinstruksen til gravemaskinfører ikke hadde blitt kommunisert videre på en god nok måte. Vi erfarte derfor at arbeidsinstrukser til entreprenør bør inneholde skisser da e-post og muntlig instruks fort kan misforståes eller videreformidles feil. Andre viktige suksesskriterier er en positiv innstilling og godt samarbeid mellom byggherre, entreprenør og rådgiver, og tydelig definerte ansvarsområder.

Det var ofte hastverk og mye som foregikk på en gang ved akuttbefaringene. Da var det viktig å gi seg selv tid og godt nok grunnlag til å ta de riktige beslutningene. Vi erfarte også at det var greit å dra ut to stykker ved første befaring, slik at man hadde en diskusjonspartner både i felt og i etterkant.

Alt i alt var det noen hektiske og lærerike uker!

KILDER

Norges vassdrags- og energidirektorat (2017): Rapport nr. 80-2017 Flommen på Sørlandet 30.09-3.10.2017

Bane NOR (1931): Rapport om rasene ved Aukland, Setesdalsbanen av 1902, 1903 og 1931.

Bane NOR (1931): Rapport angående grunnundersøkelser ved Aukland holdeplass, Setesdalsbanen, samt for veiundergang for Sørlandsbanen ved pel 889+6,5.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2018

GULL:

ORICA

www.orica.no

SØLV:

AMBERG NORGE

USED IN 1833 AUSTIN & EVER SINCE

BASF We create chemistry

FOAMROX®

FORCIT

Glasopor

KELLER

Multiconsult

Norconsult

SWECO

Arrangører

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-062-0

www.konsis.no