2021

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 25.november 2021

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 26. november 2021

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 26. november 2021

Foto: Juan Antonio Fernández Matamoros

ARRANGØRER:

NFF

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

NGF 1950 NORSK GEOTEKNISK FORENING

Tekna

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 25. november 2021

BERGMEKANIKK

Oslo, 26. november 2021

GEOTEKNIKK

Oslo, 26. november 2021

Arrangører:
Norsk forening for fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:
Stein Bjøru, Hanne Wiig, Magnus Hagen Brubakk, Siri Engen

C Forfatterne, 2021

ISBN: 978-82-8208-076-7

Fjellsprengningsdagen
25. november 2021
Arrangør: *Norsk forening for fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
26. november 2021
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
26. november 2021
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 25. – 26. november 2021.

Årets arrangement er det 59. 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).

Arrangementet i 2020 ble – på grunn av koronapandemien – avholdt som en digital en-dagskonferanse. Det ble ikke produsert bok med innlegg / manuskript.

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 2021

TORSDAG 25. november

Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: **Norsk forening for fjellsprengningsteknikk (NFF)**

Programkomite:

Stein Bjøru, Veidekke
Heidi Berg, Trimble Solutions
Kjersti K. Dunham, Norconsult
Brede Nermoen, Bane NOR
Vegard Olsen, Forcit
Ragnhild Rostad, Trøndelag Fylkeskommune
Werner Stefanussen, Rambøll Norge

Møteleder: *Heidi Berg, Trimble Solutions*

0900 01 **Velkommen / Åpning ved styreleder NFF**
Olaf Rømcke, Orica

0920 02 **Autonom kollektivtransport i tunnel – gir ny teknologi nye muligheter?**
Ketil Solvik-Olsen, Seabroker

0940 03 **Fornebubanen – fra planer til full anleggsdrift. Erfaringer så langt**
Irene Måsøval, Fornebubanen Oslo kommune

1000 04 **Ny vannforsyning til Oslo med minimale terrenginngrep**
Fredrikke Syversen, Vann og avløpsetaten Oslo kommune

1020 Pause

Møteleder: *Stein Bjøru, Veidekke*

1040 05 **Aappaluttoq – en rubinforekomst på Grønland i verdensklasse**
Frode Nilsen, LNS

1100 06 **Skarvbergtunnelen – infrastruktur i Finnmark; klima, kontrakter og erfaringer**
Tor Gildestad, Skanska

1120 07 **To undersjøiske tunneler på Færøyene**
Alf Helge Tollefsen, NCC

1140 08 **Historisk innlegg – Aktieselskapet Sydvaranger 1906 – 1997**
Tarald Husaas, tidl. Gruvesjef og Adm.Dir. i AS Sydvaranger

1200 Lunsj

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult*

1300 09 **Fotokonkurransen – kåring av vinner**
Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult og
Arve Brekkhus, Byggeindustrien

1320 10 **GeoTermos – sesongvarmelagring i borhull – en viktig brikke i framtidas energisystem**
Randi Kalskin Ramstad, Asplan Viak

1340 11 **Arbeidstider i bransjen, Norsk Arbeidsmandsforbunds rolle og erfaringer**
Johnny Myrvold, Norsk Arbeidsmandsforbund

1400 Pause og splitting av salen

SESJON 1

Møteleder: *Brede Nermoen, BaneNOR*

1430 12 **Tunnelbyggetid 2021**
Jarl Åge Haugan, Statens vegvesen

1450 13 **Bærum Ressursbank – etablere ny praksis for gjenbruk av stein og masser**
Ingeborg Briseid Kraft, Bærum kommune

1510 14 **Deformasjonsegenskapene til TBM-kaks fra harde bergarter**
Isolde Louise Syversen, Multiconsult

1530 Pause

1550 15 **Gevinster ved bruk av BIM-modeller, E6 Arnkvern-Moelv**
Terje Glad, Veidekke

1610 16 **Digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæringer – innovasjoner og muligheter for fremtiden**
Jessica K Y Chiu, NGI

1630 17 **Erfaringer med sprengning under vann**
Ole Martin Mossestad, Sjøentreprenøren

1650 Slutt for dagen

1945 Middag

SESJON 2

Møteleder: *Werner Stefanussen, Rambøll Norge*

1430 18 **NFF Håndbok nr 12 – Redningskammer for underjordsdrift**
Jarle Gausen, Gausen Maskinrådgivning

1440 19 **Bruk av maskindata for oversikt og rapportering under driving**
Christian Haugen Svendsen, Bever Control

1455 20 **Høyoppløselig scanning av tunnel**
Leiv Pedersen, Amberg Norge

1510 21 **Effektivisere planlegging og dokumentasjon ved bruk av droner**
Asle Gjøstein Resi, Veidekke

1525 Spørsmål og pause

1550 22 **SUPERCON – Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining - utvikling av sprøytebetongteknologi for et grønt skifte**
Eivind Grøv, SINTEF

1605 23 **Avviksmåling av foringsrør for stålkjernepeler**
Frank Finseth, Devico AS

1620 24 **Rogfast – Seismikk på stuff**
Oddvar Kaarmo, Statens vegvesen

1635 Spørsmål og diskusjon

1650 Slutt for dagen

1945 Middag

FREDAG 26. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2021

Møteleder: **Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult, (leder NGF)**

0900 25 **Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3.juni 2020**
Anders Samstad Gylland, Multiconsult

0920 26 **Hovedutfordringer for dype undersjøiske tunneler – gjennomgang og diskusjon med utgangspunkt i «key note paper» for Eurock 2020**
Bjørn Nilsen, NTNU

0940 27 **Metode for kartlegging av områder med kritiske grunnforhold**
Eivind Schnell Juvik, Statens vegvesen

1000 28 **Løsmassetunnel, Drammen**
Lise Backer, Bane NOR

1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: **Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)**

Programkomite:
Hanne E. Wiig, BaneNOR (leder NBG)
Jorge Terrón-Almenara, NTNU / Sweco Norge AS
Mari Lie Arntsen, NGU
Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering AS
Håkon Walter Bjørnsrud, Norconsult
Henki Ødegaard, NTNU

Møteleder: ***Hanne Wiig, BaneNOR (leder NBG)***

1050 29 **Lederens 10 minutter**
Hanne E. Wiig, BaneNOR

1100 30 **Utfordringer med bergmassevurderinger og modeller for bergsikring i svakt berg i Norge**
- en studie av bergmasseforhold og bergsikring i den nye Skarvbergtunnelen
Guro Einan Bøgeberg, Norconsult og Erlend Skretting, NGI

1120 31 **Management of safe for first-time filling through FE modeeling of pore pressure and deformation**
Hui Lu, Multiconsult

1140 32 **Svake bergarter med fokus på leirskifer**
Erik Endre, Rambøll

1200 Lunsj

1245 33 **New ideas about failure modes in rock masses – from tunnels to Prekestolen to El Capitan to Everest**
Nick Barton, NB&A, Høvik

1305 34 **Dynamiske 3d-modeller av geologi**
Bjørn Kaisen Pran NGI og Stian Andre Løkken, Geovita

1325 35 **Digital rock mass mapping and implementing in rock support design. Presenting a new software**
Mahdi Shabanimashcool, NGI

1345 Pause

1400 36 **Hva skal vi med et lineamentskart?**
Espen Torgersen, NGU

1420 37 **Bruk av deformasjonsmålinger for stabilitetsvurderinger av brufundament**
Ragna Torås Halseth, Norconsult

1440 38 **Forbedrede forundersøkelser. Oppsummering av 20 års utviklingsarbeid.**
Jan Steinar Rønning, NGU

1500 Pause

1515 39 **Trykktunneler og spenningsmålinger – forslag til forenklet jekketest for estimering av minste hovedspenning**
Henki Ødegaard, Multiconsult

1535 40 **Uttrekksforsøk på innstøpte fjellstag i Alunskifer**
Jan Bergh-Christensen, Norconsult

1555 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

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

Programkomite:
Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult AS (leder NGF)
Sigurd Holo Leikarnes, ERA Geo
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Trude Ørbech, Rambøll Norge
Amanda Johansen DiBiagio, NGI

Møteleder: **Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult (leder i NGF)**

1050 41 **Lederens 10 minutter**
Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult AS (leder NGF)

1100 42 **Status med hensyn til Eurocode 7**
Astri Eggen, Veidekke

1115 43 **Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet- Fullskalaforsøk Mælingen - prosjektering, gjennomføring og mulighetsstudie**
Inger Lise Ullnæss, BaneNOR, Andreas Brathetland, Norconsult, Kjell Karlsrud, NGI

44 **Storskala peleforsøk i sand og bløt leire – effekt av tid og stans i driving**
Kjell Karlsrud, NGI, Christian Strømme Ofstad, NGI, Per Sparrevik, NGI, Ola Ellingbø, Norconsult, Gro Brattensborg, Norconsult

1200		Lunsj
1300	45	**Ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk av bindemiddel-stabilisert leire** *Tonje Eide Helle, Multiconsult*
1320	46	**Erfaring med ulike kalksement-variasjoner** *Bjørn Kristian Fiskvik Bache, NGI*
1340		Pause
1410	47	**GeoTolkning av totalsonderinger med maskinlæring** *Tellef Kydland, Norconsult*
1430	48	**Parametrisk 3D-modellering for geoteknikk** *Nikolaj Børner Hansen, Geovita, Mats Kahlström, NGI*
1450		Pause
1520	49	**Utfylling i store Lungegårdsvann i forbindelse med byggetrinn 4 av Bybanen i Bergen** *Johanna L. Rongved, Instanes*
1540	50	**Nyhavn Øvre – Pelefundamentering omforent med anstrengt områdestabilitet** *Joar Spencer Gloppestad, Multiconsult*
1600		Pause
1630		**Bjerrum: Offshore fundamentering – fra Boretårn til Vindturbiner** *Tor Inge Yetginer, Equinor, Per Sparrevik, NGI*
1800		Middag - Geoteknikk

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2021

01 **Velkommen / Åpning ved styreleder NFF**
Olaf Rømcke, Orica

02 **Autonom kollektivtransport i tunnel – gir ny teknologi nye muligheter?**
Ketil Solvik-Olsen, Seabroker

03 **Fornebubanen – fra planer til full anleggsdrift. Erfaringer så langt**
Irene Måsøval, Fornebubanen Oslo kommune
Lasse Vilhelmshaugen, Ass. Oppdragsleder, PGF, Knut Sandbu, Teknisk leder, Fornebubanen

04 **Ny vannforsyning til Oslo med minimale terrenginngrep**
Fredrikke Syversen, Joakim Navestad Hansen, Ingjerd Mørck, Guro Isachsen, Gro Elden og Leon Eide, Vann og avløpsetaten Oslo kommune

05 **Aappaluttoq – en rubinforekomst på Grønland i verdensklasse**
Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS)

06 **Skarvbergtunnelen – infrastruktur i Finnmark; klima, kontrakter og erfaringer**
Tor Gildestad, Lars Petter Bakkevold, Skanska

07 **To undersjøiske tunneler på Færøyene**
Alf Helge Tollefsen, NCC

08 **Historisk innlegg – Aktieselskapet Sydvaranger 1906 – 1997**
Tarald Husaas, tidl. Gruvesjef og Adm.Dir. i AS Sydvaranger

09 **Fotokonkurransen – kåring av vinner**
Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult og
Arve Brekkhus, Byggeindustrien

10 **GeoTermos – sesongvarmelagring i borhull – en viktig brikke i framtidas energisystem**
Randi Kalskin Ramstad, Henrik Holmberg, Asplan Viak

11 **Arbeidstider i bransjen, Norsk Arbeidsmandsforbunds rolle og erfaringer**
Johnny Myrvold, Norsk Arbeidsmandsforbund

SESJON 1

12 **Tunnelbyggetid 2021**
Jarl Åge Haugan, Statens vegvesen

13 **Bærum Ressursbank – etablere ny praksis for gjenbruk av stein og masser**
Ingeborg Briseid Kraft, Bærum kommune, Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult

14 **Deformasjonsegenskapene til TBM-kaks fra harde bergarter**
Isolde Louise Syversen, Multiconsult, Gunvor Baardvik, Jenny Langford, NGI

15 **Gevinster ved bruk av BIM-modeller, E6 Arnkvern-Moelv**
Terje Glad, Simen Andersen, Veidekke

16 **Digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæringer – innovasjoner og muligheter for fremtiden**
Jessica K Y Chiu, Tom Frode Hansen, NGI

17 **Erfaringer med sprengning under vann**
Ole Martin Mossestad, Sjøentreprenøren

SESJON 2

18 **NFF Håndbok nr 12 – Redningskammer for underjordsdrift**
Jarle Gausen, Gausen Maskinrådgivning

19 **Bruk av maskindata for oversikt og rapportering under driving**
Christian Haugen Svendsen, Thorvald Wetlesen, Vladislav Ukhanev, Bever Control

20 **Høyoppløselig scanning av tunnel**
Leiv Pedersen, Amberg Norge

21 **Effektivisere planlegging og dokumentasjon ved bruk av droner**
Asle Gjøstein Resi, Veidekke

22 **SUPERCON – Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining - utvikling av sprøytebetongteknologi for et grønt skifte**
Eivind Grøv, SINTEF

23 **Avviksmåling av foringsrør for stålkjernepeler**
Frank Finseth, Devico AS

24 **Rogfast – Seismikk på stuff**
Oddvar Kaarmo, Statens vegvesen

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2021

25 **Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3.juni 2020**
Anders Samstad Gylland, Emilie Bjarghov, Multiconsult Steiner Nordal, NTNU, Jean-Sebastien L'Heureux, NGI, Samson Degago, Vegdirektoratet

26 **Hovedutfordringer for dype undersjøiske tunneler – gjennomgang og diskusjon med utgangspunkt i «key note paper» for Eurock 2020**
Bjørn Nilsen, NTNU

27 **Metode for kartlegging av områder med kritiske grunnforhold**
Eivind Schnell Juvik, Guro Skogen Grøndalen, Samson Abate Degago, Hanne Bratlie Ottesen, Øyvind Skeie Hellum, Jens Kveli, Statens vegvesen

28 **Løsmassetunnel, Drammen**
Lise Backer, Bane NOR

SESJON BERGMEKANIKK

29 **Lederens 10 minutter**
Hanne E. Wiig, BaneNOR

30 **Utfordringer med bergmassevurderinger og modeller for bergsikring i svakt berg i Norge**
- en studie av bergmasseforhold og bergsikring i den nye Skarvbergtunnelen
Erlend Skretting, NGI, Guro Einan Bøgeberg, Norconsult

31 **Management of safe for first-time filling through FE modeeling of pore pressure and deformation**
Hui Lu, Richard Duncomb, Asbjørn Halvorsen, Multiconsult

32 **Svake bergarter med fokus på leirskifer**
Erik Endre, Rambøll

33 **New ideas about failure modes in rock masses – from tunnels to Prekestolen to El Capitan to Everest**
Nick Barton, NB&A, Høvik

34 **Dynamiske 3d-modeller av geologi**
Bjørn Kaisen Pran NGI og Stian Andre Løkken, Ingrid Mælan, Geovita

35 **Digital rock mass mapping and implementing in rock support design. Presenting a new software**
Mahdi Shabanimashcool, NGI

36 **Hva skal vi med et lineamentskart?**
Espen Torgersen, Tim F. Redfield, Katia Svendbymm NGU, Karl Fabian, NTNU

37 **Bruk av deformasjonsmålinger for stabilitetsvurderinger av brufundament**
Ragna Torås Halseth, Norconsult

38 **Forbedrede forundersøkelser. Oppsummering av 20 års utviklingsarbeid.**
Jan Steinar Rønning, NTNU og NGU

39 **Trykktunneler og spenningsmålinger – forslag til forenklet jekketest for estimering av minste hovedspenning**
Henki Ødegaard, Multiconsult

40 **Uttrekksforsøk på innstøpte fjellstag i Alunskifer**
Jan Bergh-Christensen, JBC Invest, Kenneth W Cappelen, Fjerby

SESJON GEOTEKNIKK

41 **Lederens 10 minutter**
Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult AS (leder NGF)

42 **Status med hensyn til Eurocode 7**
Astri Eggen, Veidekke

43 **Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet- Fullskalaforsøk Mælingen - prosjektering, gjennomføring og mulighetsstudie**
Andreas Brathetland, Norconsult AS, Inger Lise Ullnæss, Bane NOR SF, Kjell Karlsrud, NGI, Christian Strømme Ofstad, NGI, Ola Ellingbø, Norconsult AS, Gry Brattensborg, Norconsult AS, Antonios Tzatzakis, Norconsult AS, Geir Svanø, Bane NOR SF

44 **Storskala peleforsøk i sand og bløt leire – effekt av tid og stans i driving**
Kjell Karlsrud, NGI, Christian Strømme Ofstad, NGI, Per Sparrevik, NGI, Ola Ellingbø, Norconsult, Gro Brattensborg, Norconsult

45 **Ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk av bindemiddel-stabilisert leire**
Tonje Eide Helle, Guro Brendbekken, Ingrid Hegseth, Pernille Wiersholm, Multiconsult, Eivind Schnell Juvik, El Hadj Nouri, Simon O'Rawe1, Marianne Dahl, Statens vegvesen Atle Gerhardsen, Cautus Geo, Thorbjørn Rekdal, Argeo, Kirsten Syvertsen, Norcem

46 **Erfaring med ulike kalksement-variasjoner**
Bjørn Kristian Fiskvik Bache, Sølve Hov NGI, Martin Mengede, Franzefoss

47 **GeoTolkning av totalsonderinger med maskinlæring**
Tellef Kydland, Henning Firman, Kristian Aunaas, Norconsult

48 **Parametrisk 3D-modellering for geoteknikk**
Nikolaj Børner Hansen, Geovita, Mats Kahlström, NGI, Paal Garborg, Geovita

49 **Bybanen i Bergen - utfylling i store Lungegårdsvannet**
Johanna L. Rongved, Instanes

50 **Nyhavn Øvre – Pelefundamentering omforent med anstrengt områdestabilitet**
Joar Spencer Gloppestad, Multiconsult

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Olaf Rømcke, Orica
Styreleder i Norsk forening for fjellsprengningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Kjetil Solvik-Olsen
Seabroker

Autonom kollektivtransport i tunnel – gir ny teknologi nye muligheter?

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

FORNEBUBANEN – FRA PLANER TIL FULL ANLEGGSDRIFT. ERFARINGER SÅ LANGT

FORNEBUBANEN - FROM PLANS TO CONSTRUCTION. EXPERIENCES SO FAR

Lasse Vilhelmshaugen, Ass. Oppdragsleder, PGF

Knut Sandbu, Teknisk leder, Fornebubanen

SAMMENDRAG

Fornebubanen er en ny T-banestrekning i et sammenhengende tunnelsystem, mellom Majorstuen og Fornebu. Banen er ca. 8 km lang, og har seks underjordiske stasjoner - Skøyen, Vækerø, Lysaker, Fornebuporten, Flytårnet og Fornebu. Banen skal gi bedre kollektivbetjening til et sentrumsnært område, som skal bygges ut med boliger og næringsarealer. Ved Majorstuen skal banen koples sammen med eksisterende T-banenett.

Prosjektet er organisert som en etat i Oslo kommune og prosjekteres av Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF) bestående av Cowi og Multiconsult.

Det er et komplisert og omfattende prosjekt med store bergrom, lange tunneler, dype byggegroper, sjakter, konstruksjoner og betydelige tekniske installasjoner.

Tunnelen går gjennom utfordrende geologi med foldestrukturer, forkastninger, dyprenner, løsmasser og med lav bergoverdekning.

SUMMARY

The Fornebu Line is a new metro extension in a continuous tunnel system, between Majorstuen and Fornebu. The metro line is approx. 8 km long, and has six new underground stations - Skøyen, Vækerø, Lysaker, Fornebuporten, Flytårnet and Fornebu. The extension will provide better public transport services to an area under development into housing and commercial areas adjacent to the city center. At Majorstuen, the track will connect to the existing metro network.

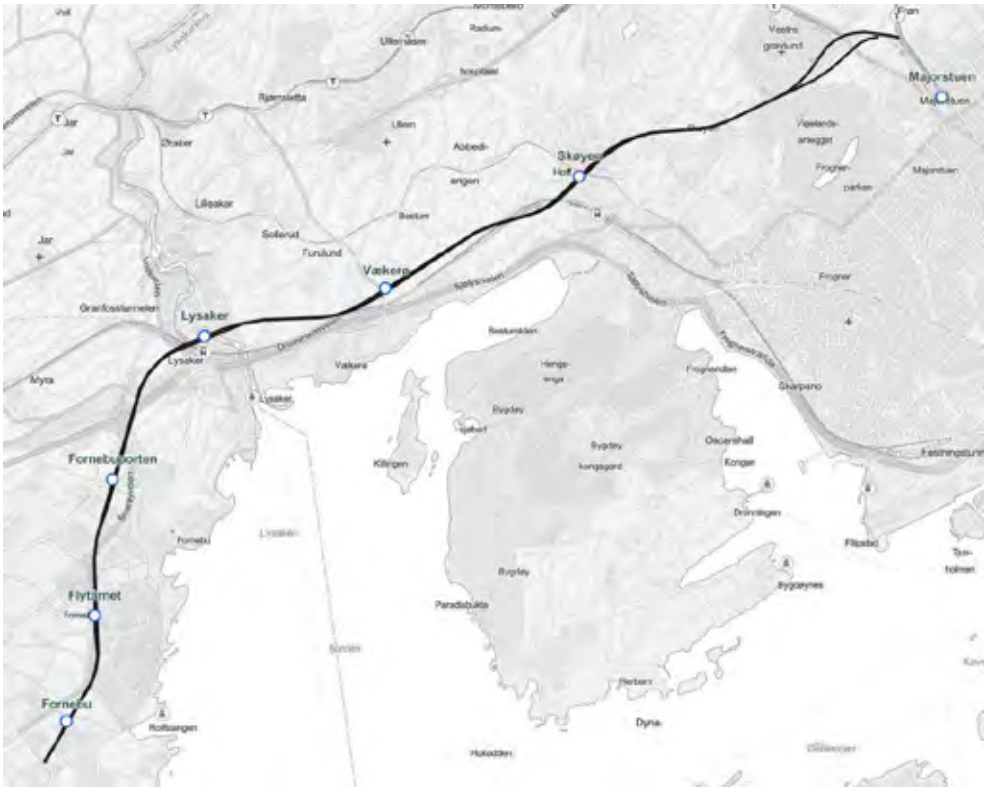
The metro project is organized as an agency in Oslo municipality and is engineered and designed by Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF) consisting of Cowi and Multiconsult.

The project is complex and extensive with large rock caverns, long tunnels, deep construction pits, shafts, structures and comprehensive technical installations.

The tunnel passes through challenging geology with folding structures, faults, deep gouges, clayey soils and with low rock cover.

INNLEDNING

Fornebubanen er en ny T-banestrekning i et sammenhengende tunnelsystem, mellom Majorstuen og Fornebu. Banen er ca. 8 km lang, og har seks underjordiske stasjoner - Skøyen, Vækerø, Lysaker, Fornebuporten, Flytårnet og Fornebu. Banen skal gi bedre kollektivbetjening til et sentrumsnært område, som skal bygges ut med boliger og næringsarealer. Ved Majorstuen skal banen koples sammen med eksisterende T-banenett, og vil bidra til styrking av det øvrige kollektivtilbudet i Oslo-området. På Fornebu skal det bygges endestasjon og driftsbase for togmateriell. Prosjektet er organisert som en etat i Oslo kommune og prosjekteres av Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF) bestående av Cowi og Multiconsult.



Figur 1: Fornebubanen – Majorstuen til Fornebu

Total kjøretid på strekningen blir ca. 12 minutter. Ved åpning av Fornebubanen er det planlagt med en frekvens på to tog i kvarteret i hver retning, men infrastrukturen skal være dimensjonert for fire tog i kvarteret i hver retning.

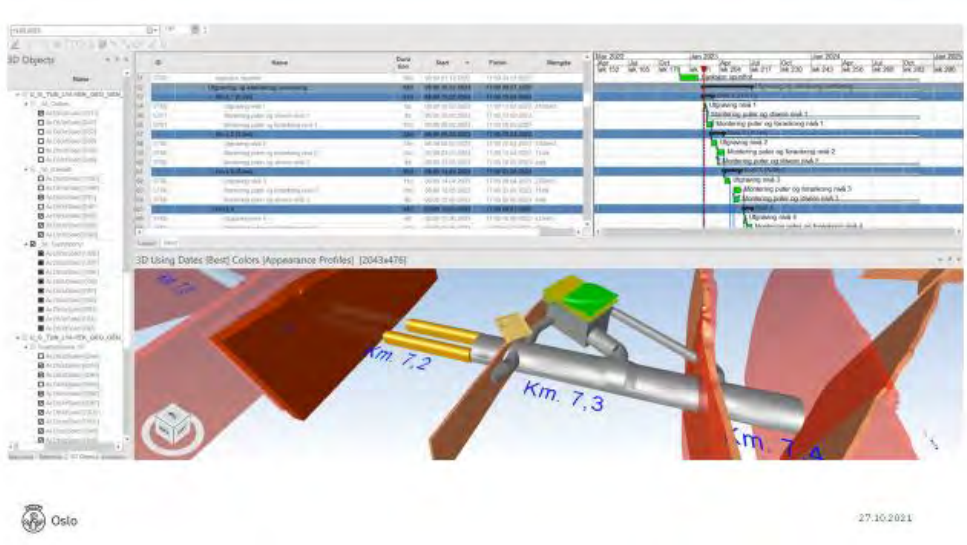
Noen særtrekk og spesielle utfordringer for Fornebubanen;

- Det er et svært komplisert og omfattende prosjekt med store bergrom, lange tunneler, utfordrende byggegroper, konstruksjoner og omfattende tekniske installasjoner.
- Tunnelen går gjennom utfordrende geologi med foldestrukturer, forkastninger, dyprenner, løsmasser og lav bergoverdekning. Alt uttak av masser må skje via tverrslag i tettbebygde strøk.
- Det er prosjektert med store mengder injeksjon for å redusere fare for setninger og behov for vanntett støp.
- Det bygges i et urbant område med grensesnitt og influensområde mot svært mange eksisterende bygninger og konstruksjoner
- Fornebubanen skal være et tegningsløst prosjekt og BIM-modellen brukes som det bærende informasjonselement fra prosjektering, gjennom bygging og testing. Modellen brukes aktivt i kommunikasjon mellom alle aktører og berørte parter.
- Deler av tunnelen har nærhet til Bane NOR, E18, trikk og utbyggere/grunneiere.
- Fire arkitektkonstellasjoner med seks arkitektteam er valgt for stasjonene.

To av de seks stasjonene med tilhørende tunneltraseer er blitt helt endret og omregulert fra opprinnelig løsning. Bakgrunnen for omreguleringen vil vi gjennomgå i det etterfølgende.

Bruk av BIM (Bygningsinformasjonsmodellering)

BIM brukes som det bærende informasjonselement hvor hver enkelt fagmodell samles i en samordningsmodel, men vi har også tatt bruken av BIM videre og sett på muligheten for å bruke den til kvalitetssikring av fremdrift og plan på utvalgte områder. Der koples geometrimodellen mot plan og kan gi en visualisering av risikoområder (liten overdekning, svakhetssoner etc) og planlagt fremdrift. Dette gir en tydelig og detaljert visualisering av planen for felles forståelse og kommunikasjon. I tillegg er det mulig å hente ut mengde, tid, oppstart og avslutning av hver aktivitet. Et godt supplement for å vurdere om planen er realistisk og gjennomførbar.



Figur 2: Viser et utsnitt av modellen kombinert med mengdeliste og fremdriftsplan.

Skøyen stasjon
Opprinnelig regulert løsning fra 2018 ville i ferdig anlegg strekke seg langs Hoffsveien og Nedre Skøyen vei, fra Tingstuveien i vest og til Nedre Skøyen vei i øst, i alt 450 meter med en kulvert som var ca. 20 meter dyp og tilsvarende bred. Stasjonen var tenkt plassert i løsmasser og forankret i berg.

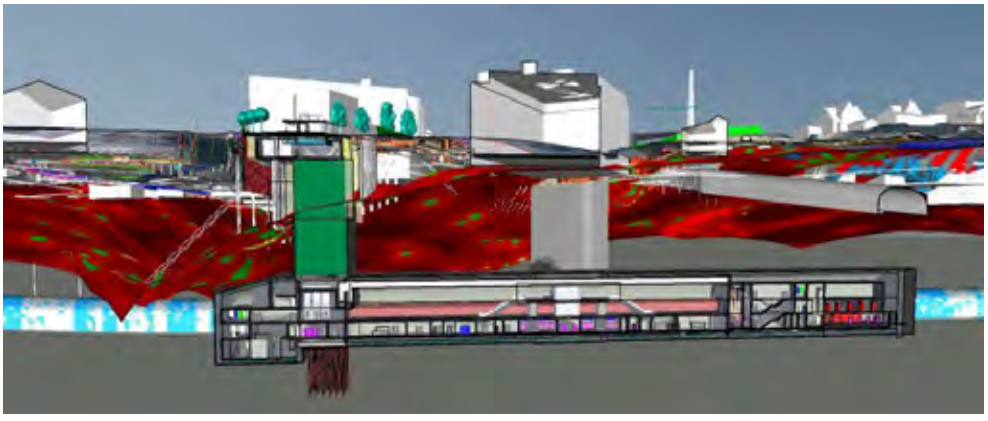
Figur 3: Utstrekning av planlagt byggegrop Skøyen stasjon, lengde 450 meter.

I KS2 ble det anbefalt å vurdere et nytt alternativ for Skøyen stasjon der stasjonen flyttes ned og inn i berg. Bakgrunnen for anbefalingen var at eksisterende planer ikke kunne dokumentere godt nok at arbeidene for Skøyen stasjon kunne gjennomføres innen fastsatt tid og kostnader. I tillegg ble det også pekt på store ulemper med i anleggsgjennomføringen og utfordringer med stabilitet mot jernbanen.

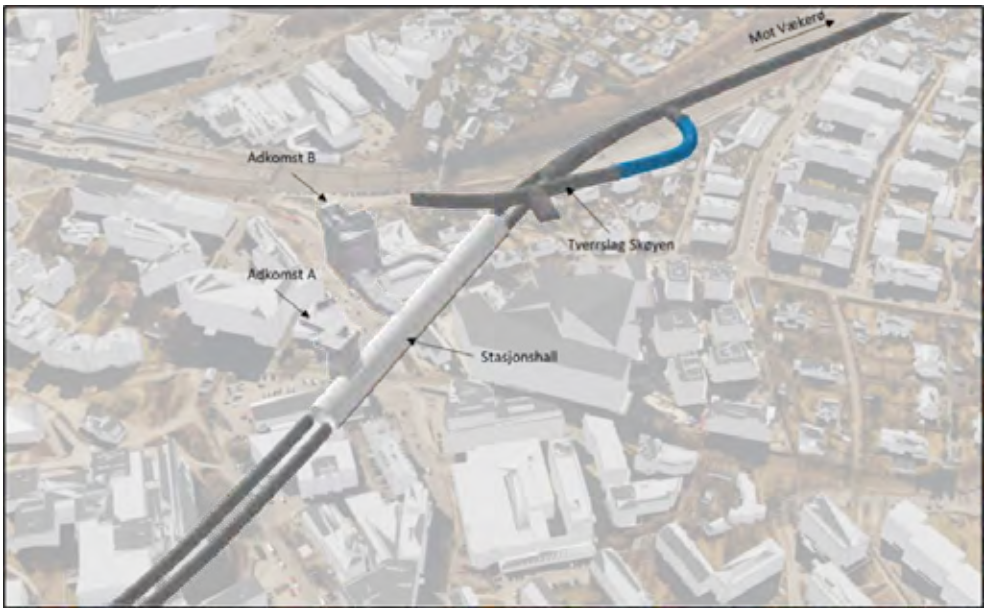
I det nye konseptet ble traséen rettet opp i retning Majorstuen, traséen ble senket ned i berg og adkomstene flyttet nordover. Ny løsning ble estimert å gi en besparelse på ca. 1 milliard kroner og ca. ett år kortere byggetid.

Skøyen stasjon ble flyttet mot nordvest og ca. 45 m under terreng. Ny plassering av stasjonen er i en bergrygg, slik at stasjonshallen i sin helhet ligger i berg. Stasjonshallen har et tverrsnitt på ca. 390 m^2. Bergoverdekning over stasjonshallen varierer mellom ca. 8 og 34 m. Stor løsmassemektighet og dyprennen under Hoffselven var bakgrunnen for den store senkningen av stasjonen. Kryssing av dyprennen under Hoffselven er utfordrende og planlagt løst med jetgrouting fra dagen og rørskjerm. Berggrunnen ved Skøyen stasjon består i hovedsak av skifer, kalkstein og knollekalk i veksling. Det forventes også å treffe på vulkanske gangbergarter/intrusiver.

Figur 4: Sportrasé, stasjoner og adkomster for eksisterende løsning i rødt og opprinnelig regulert løsning i gult.



Figur 5: Snitt av stasjonen med dyprenne til venstre og adkomst A og B



Figur 6: Skøyen stasjon er flyttet nordover og ligger i berg ca. 45 meter under terreng

Både tunnelen og stasjonen med sjakter skal utføres konvensjonelt med boring og sprengning. Det er antatt å være flere svakhetssoner i stasjonsområdet. Det forventes derfor omfattende bergsikringstiltak, i form av forbolter, rørskjerm og sikringsbuer i tillegg til sprøytebetong og bergbolter.

Det skal utføres omfattende systematisk forinjeksjon i alle tunneler og bergrom for å redusere risiko for skadelig grunnvannssenkning som følge av innlekkasje av grunnvann. I tillegg prosjekteres det med vanntett støp i stasjonshallen, i sjakter for adkomster, samt i deler av tunnelen for å oppnå tilstrekkelig tetthet.

I løpet av anleggsperioden vil det tas ut ca. 240 000 m^3 med sprengstein (fast volum) og ca. 7 000 m^3 med løsmasser fra Skøyen. Alle masser transporteres ned Hoffsveien under jernbanen og ut på E18.

Spuntgrop for tverrslagstunnel på Skøyen er etablert og tunnelsprengning vil starte januar 2022.

Bilde 7: Spuntgrop for forskjæring til tverrslagstunnel på Skøyen

Lysaker stasjon

Den opprinnelige regulert løsningen er fra 2018. I denne løsningen var Lysaker stasjon tenkt utført som en løsmassekulvert beliggende rett under terreng og innebar at T-banen måtte krysse Lysakerelva i åpen byggegrop hvor registrerte dybder til berg var opp til 30 m. Denne løsningen ble valgt bort på bakgrunn av risiko knyttet til gjennomførbarhet og kostnader, især knyttet til kryssingen av Lysakerelva. Figuren under viser opprinnelig plassering av stasjonen.

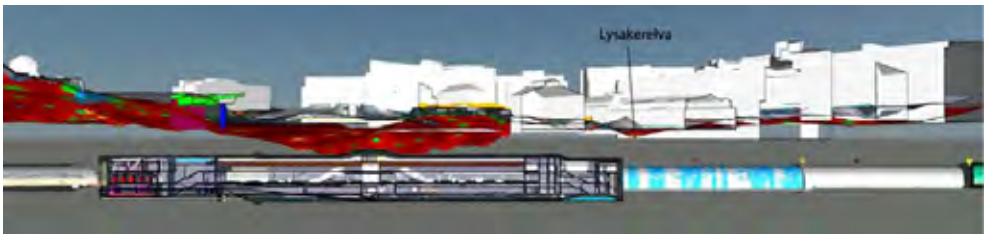
Figur 8: Lysaker stasjon – opprinnelig regulert løsning fra 2018

Flere alternative løsninger ble vurdert inkludert et alternativ 45-50 m under terreng med heiser rett fra plattform til overflaten. Denne løsningen viste seg imidlertid kostbar og anleggsteknisk komplisert, og Fornebubanen besluttet derfor i 2020 å arbeide videre med nåværende løsning for Lysaker stasjon. Stasjonen ble flyttet 70 m nordover inn i berg som tillater at stasjon kan heves slik at plattformnivå kommer ca. 20 m under terreng.

Dybden på stasjonen og plasseringen under Lysaker elva forutsetter at storparten av stasjonshallen og deler av tunnelen utføres som vanntett støp.

Figuren under viser ny plassering av Lysaker stasjon hvor den krysser under Lysakerelva med en generell bergoverdekning på ca. 8 meter.

Figur 9: Lysaker stasjon under eksisterende terreng og bebyggelse



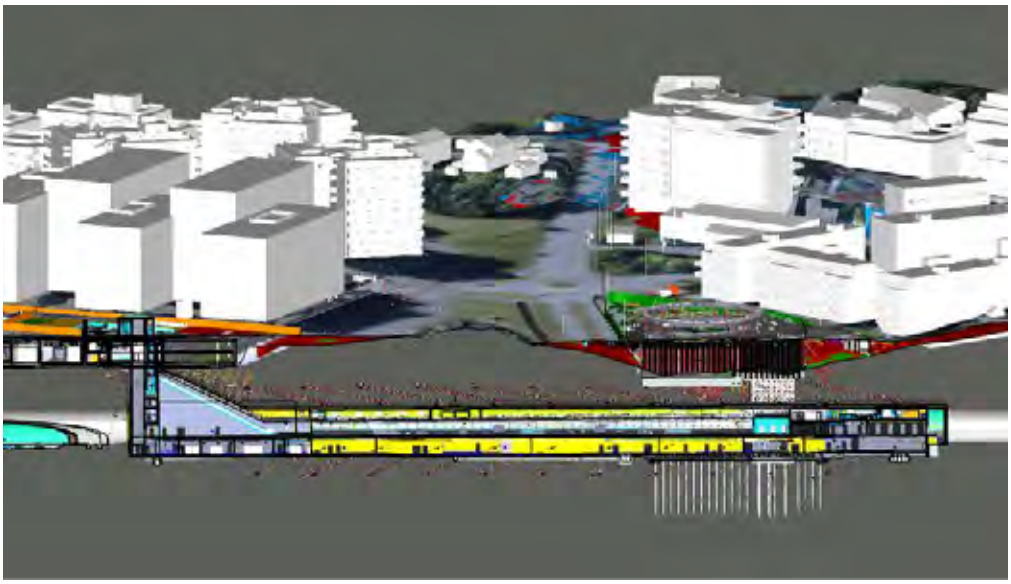
Figur 10: Snitt av Lysaker stasjon med bergoverdekning ved Lysakerelva

Den nye plasseringen er planlagt med en hovedadkomst på Lysaker torg med to rømningsadkomster, én fra hver ende av plattformen og med utgang på hver side av hovedadkomsten.

Figur 11: Arkitektløsning for Lysaker stasjon

Fornebuporten stasjon

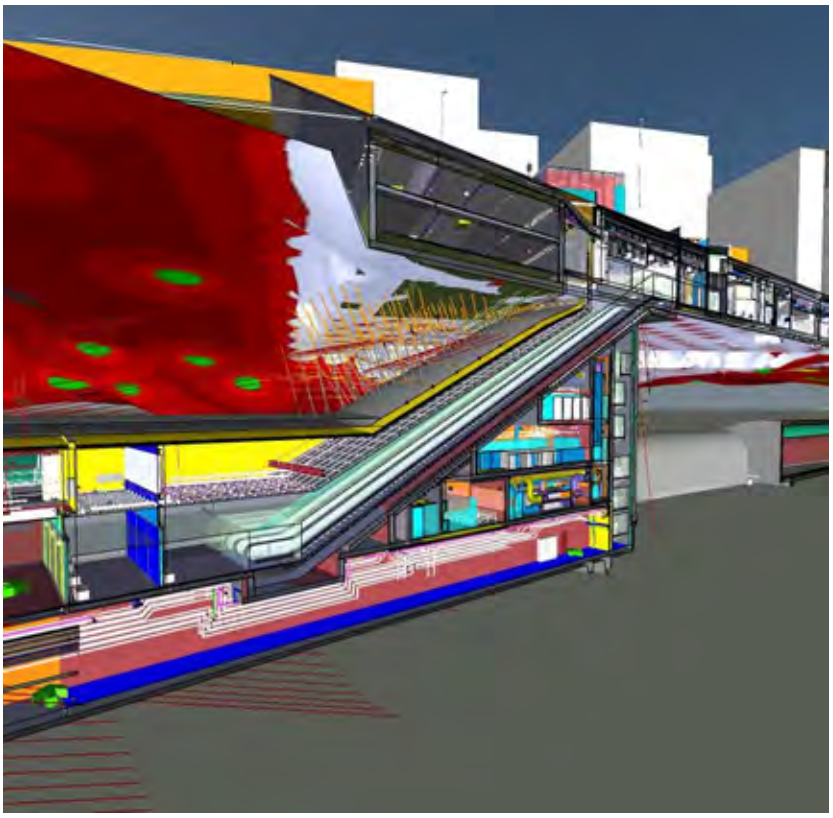
Fornebuporten stasjon har to hovedadkomster, én ved Norwegian-bygget og én i Akerkvartalet som vist på figuren under.



Figur 12: Fornebuporten stasjon

Adkomst B ligger i sørlig ende av stasjonshallen og føres opp i en eksisterende bygning i Akerkvartalet. På grunn av adkomstens plassering og sjaktens utforming, stilles det spesielle krav til uttaket. Det stilles også strenge krav med hensyn til omgivelsene, med bl.a. avskjerming for å hindre spredning av støy, støv og gasser under driving av sjakten. Det vil tillegg være begrenset tilgjengelig arbeidsareal og adkomst til arbeidsstedet.

Bilde 13: Viser eksisterende areal i Akerkvartalet for topp av sjakt og adkomst til stasjonen.



Figur 14: Akerkvartalet og sjakt vist med bergmodell og stabilitetssikring

Av hensyn til omgivelsene, tillates det ikke sprengning i øvre del av sjakten. Prosjektert løsning er bruk av vaiersaging og mekanisk brytning. Det er videre forutsatt at sprengning av nedre del av sjakten og det øvrige bergrommet i stasjonshallen skal være ferdig utført før det lages hull i bergmassen mellom bygningen og stasjonshallen. For å få arbeidsrom og anleggsflate for vanntett støp i toppen og injeksjon av bergmassen, skal først de øverste 2-3 meter av sjakten tas ut mekanisk og sikres. Bergmassene fra dette uttaket må fraktes ut av bygningen og opp av atriet. Resterende del av bergmassen i sjakten slippes ned i stasjonshallen gjennom en åpning som etableres som første del av dette uttaket. I sjaktens prosjekterte utforming skal det være tilnærmet flat heng fra topp sjakt på skrå ned mot hengen av stasjonshallen, langs det som blir areal for rulletrapp. Denne flaten tenkes vaiersaget.

Anleggsdrift

Fornebubanen hadde anleggsstart i desember 2020 er planlagt ferdigstilt i 2027. Det er pr. dags dato planlagt med totalt 18 entrepriser av forskjellig størrelse. Hovedentreprisene som til nå er tildelt, er grunnarbeid Fornebu og tunnelentreprisen mellom Fornebu og Lysaker. I tillegg er det tildelt flere entrepriser med forberedende arbeid i dagsonen ved tverrslagene. Resterende entrepriser vil bli utlyst fortløpende i perioden 2022-24.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

NY VANNFORSYNING TIL OSLO – MED MINIMALE TERRENGINNGREP

Fredrikke Syversen, Joakim Navestad Hansen, Ingjerd Mørck, Guro Isachsen, Gro Elden og Leon Eide, Vann- og avløpsetaten – Oslo Kommune

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

Mattilsynets krav til ferdigstillelse, de økonomiske rammebetingelsene, Bystyrets krav om minimale terrenginngrep og prosjektets mål om redusert belastning på omgivelsene har vært førende for tunnelkonsept, valg av drivemetoder og overvåkning i prosjektet. I denne artikkelen presenteres prosjektets tiltak for å redusere belastningen på omgivelsene under anleggsgjennomføringen og samtidig sørge for leveranse av en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028.

SUMMARY
The Municipality of Oslo has a vulnerable water supply. 90% of the city is served by lake Maridalsvannet and Oset water treatment plant. Thus, the Norwegian Food Authority has imposed on the Municipality of Oslo to establish an adequate new water supply by 1st of January 2028. The project is divided into several sub-projects, amongst them the 11km long Clean Water Tunnel from the Huseby to Stubberud. The project owner is the Municipality of Oslo, Water and Sewage Agency.

The deadline from the Norwegian Food Authority, the economical frames of the project and the requirement from the Municipality of Oslo regarding minimisation of prevalence of terrain works during construction has been important premises to the project. Especially when it comes to tunnelling concepts, excavation methods and monitoring programs. This article summarises the measures implemented by the project to reduce the local environmental impact without impacting the delivery date 1st of January 2028.

INNLEDNING
Oslo er Europas raskest voksende by, og prognosene tilsier fortsatt kraftig vekst. 90% av Oslos vannforsyning utgjøres av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Dette konseptet gjør byens vannforsyning sårbar for hendelser knyttet til drikkevannskilden og vannbehandlingsanlegget. Oslo kommune arbeider med å etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028. Fristen for ferdigstillelse er satt av Mattilsynet. Oslo kommune ved Vann- og Avløpsetaten (VAV) er ansvarlig utbygger. Prosjektets geografiske utbredelse strekker seg fra Vefsrud ved Holsfjorden i vest, via Huseby, til henholdsvis Stubberud i øst og Maridalsvannet i Nord (figur 1).

Figur 1 – *Prosjektets geografiske utbredelse i anleggsfasen.*

Prosjektet består av to sett med reguleringsplaner og investeringsvedtak. Et sett for strekningen Holsfjorden – Huseby – Sagene (Ny vannforsyning Oslo, NVO) og et sett for strekningen fra Sagene til henholdsvis Stubberud og Oset (Ny vannforsyning Oslo – Stamnett, NVO-S). NVO er vedtatt i bystyret, mens NVO-S skal til politisk behandling november 2021.

Prosjektet skal drive omtrent 38 km med tunnelsystem og ta ut over 750 000 pfm^3 med haller over en anleggsperiode på totalt åtte år. Store deler av tunneltraséen er lokalisert under svært tettbebyggede strøk i Oslo og Bærum. Det er derfor stort fokus på å redusere belastningene på omgivelsene under anleggsgjennomføringen.

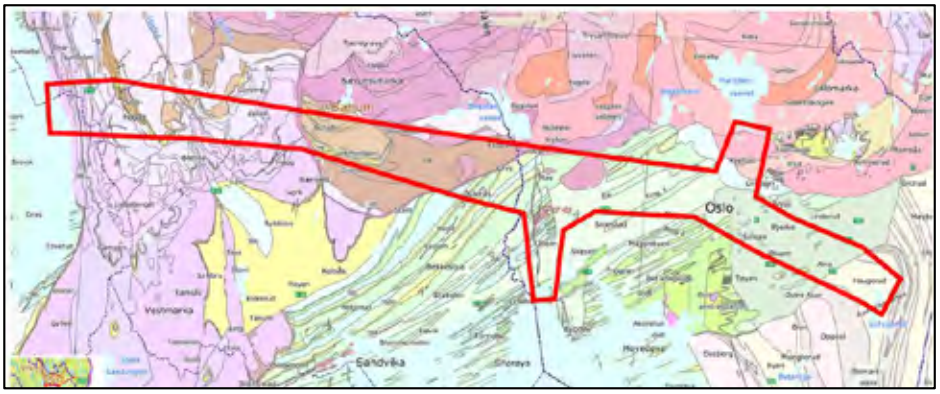
I november 2019 ble fokuset ytterligere skjerpet ved følgende instruks fra bystyret i Oslo:

«Bystyret ber Byrådet styrke arbeidet med å unngå at framtidige byggearbeider bruker fri- og naturområder til rigg- og anleggsarbeid»

Mattilsynets krav til ferdigstillelse, de økonomiske rammebetingelsene, bystyrets krav om minimale terrenginngrep og prosjektets mål om redusert belastning på omgivelsene har vært førende for tunnelkonsept, valg av drivemetoder og overvåkning i prosjektet.

GEOLOGI

Tunneltraséen dekker en stor del av Oslofeltes geologi, illustrert ved figur 2. Store deler av prosjektområdet ligger under marin grense. Tunnelene skal krysse flere dyprenner med tykke og setningsømfintlige masser.



Figur 2 – *Geologisk berggrunnskart fra ngu.no med prosjektområdet for NVO og NVO-S inntegnet.*

Tunneler og bergrom på Stubberud

I øst starter tunnelprosjektet i prekambrisk grunnfjellsgneis av sedimentær opprinnelse fra Østfoldkomplekset. Erfaringer fra Romeriksporten som går gjennom samme område tilsier at gneisene har vært utsatt for strekkspenninger, noe som har medført en irregulær og usammenhengende oppsprekking med dårlig konsolidering av sprekkene og dermed høy permeabilitet.

Tunnelen skal krysse gjennom Ekebergforkastningen på Stubberud. Ekebergforkastningen markerer overgangen fra grunnfjellsgneis til de sedimentære bergartene i kambro-silur lagrekken. Her forventes dårlig berg med vekslende bergartsforhold med breksjert gneis, ofte repeterende lag av de sedimentære bergartene samt alunskifer i tillegg til gangbergarter.

Ekebergforkastningen markerer også overgangen fra et prosjektområde med hovedsakelig tynt løsmassedekke og mye berg i dagen, til et område med tykke løsmasser og dyp bergkote.

Tunnel fra Oset til Sinsen

Mellom Oset og Sinsen går prosjektområdet gjennom den permiske dypbergarten alkalifeltspattsyenitt - lokalt kaldt Nordmarkitt, en rødlig bergart med mørke krystaller av biotitt, plagioklas og pyroksen (figur 3). Tunnelen går også gjennom et område med hornfels, en metamorf kambrosilurbergart påvirket av varme fra permiske intrusiver.

Figur 3 – *Foto fra VAVs tunnel i Nordmarkitt. Foto: Golder Ascosiates*

TBM-tunnel fra Stubberud til Huseby

TBM-tunnelen skal gå forholdsvis dypt, så det er vanskelig å anslå presis hvor i den kambrosiluriske lagrekken tunnelen skal gå. Basert på grunnundersøkelsene antas det at tunnelen hovedsakelig vil ligge i etg. 4 med knollekalk, leirskifer og kalkstein (figur 4).

Kambrosilurbergartene er hyppig foldet og kan inneholde tynne horisonter av bentonitt. Erfaring fra blant annet VEAS-tunnelen som også er drevet gjennom kambro-silurbergartene i Oslo sentrum, viser at vi kan forvente at 10-20% av bergmassen er gangbergarter av diabas, syenitt, mænaitt og rombeporfyr. Disse er gangbergartene er hardere, stivere og har en helt annen oppsprekking enn vertsbergarten.

Figur 4 – *Foto fra VEAS-tunnelen, en TBM-tunnel som går gjennom kambrosilurbergarter, her hovedsakelig fra etasje 4. Foto: Golder Ascosiates*

Tunneler og bergrom på Huseby

På Huseby opptrer både hornfels og grovkornede permiske dypbergarter som gabbro/monzodioritt (figur 5).

Figur 5 – *Bilde fra stuff på Huseby viser lagdelt Hornfels. Foto: VAV*

TBM-tunnel fra Huseby til Holsfjorden

Vestover skal prosjektet krysse basaltiske lavabergarter i bærumskalderaen, en innsunket vulkan fra permtiden. Innsynkingen har hatt påvirkning på de lokale spenningsforholdene. I tillegg til basalt, forekommer det rombeporfyr, med lag av agglomerat, breksje, tuff, sandstein og konglomerat.

Videre vest mot Holsfjorden består bergarten av en mer enn 800 m tykk lagrekke med lavastrømmer av rombeporfyr som veksler med sedimentære subhorisontale lag. Hver enkelt rombeporfyr består av flere lavastrømmer som kan ha lavatoppsedimenter mellom strømmene. Dette er en svært vannførende bergart.

SAMORDNING AV PROSJEKTENE OG ENTREPRISESTRUKTUR

Ny vannforsyning Oslo består av to investeringsbeslutninger og to reguleringssaker, henholdsvis NVO og NVO-S (Stamnettprosjektet). Det er allikevel organisert som ett prosjekt med delprosjektstruktur og entreprisestrategi inndelt etter tunnelstrekning og drivemetoder. Dette bidrar til synergi mellom NVO og NVO-S. Det tilrettelegger i tillegg for at drivemetoder og tunnelkonsept kan skreddersys på tvers av investerings- og reguleringssakene (figur 6 og 7). Ny vannforsyning Oslo har følgende tunnelentrepriser, fra vest mot øst:

1) Råvannstunnelen fra Holsfjorden til Huseby (E5)
2) Vannbehandlingsanlegget på Huseby (E8)
3) Rentvannstunnelene fra Huseby til henholdsvis Maridalsvannet og Stubberud (E6)

Figur 6 – *Anleggsgjennomføring for henholdsvis Råvannstunnelen og Huseby vannbehandlingsanlegg.*

Figur 7 – *Anleggsgjennomføring for Rentvannstunnelen.*

VALG AV DRIVEMETODER

Ny vannforsyning Oslo gjennomfører masseuttaket ved bruk av sjaktboring, konvensjonell sprengning og totalt tre TBMer. Omfanget, fordelt på drivemetode er oppsummert i Tabell 1.

Tabell 1 - *Omfang fordelt på drivemetode*

Drivemetode	Omfang (omtrentlig)
TBM	30 km tunnel 825 000 pmf^3
Konvensjonelt sprengte tunneler, ekskl. haller	8 km tunnel 1 100 000 pmf^3
Konvensjonelt sprengte haller (blant annet bassenger, pumpestasjoner og montasjehaller for TBM)	750 000 pmf^3
Sjaktboring	510 m

TBM for Råvannstunnelen

Råvannstunnelen skal frakte vann via en 19-km langt tunnel fra Holsfjorden til Huseby. Tunnelsystemet inkluderer vanninntaket i Holsfjorden.

I opprinnelig forprosjekt var tunnelen planlagt drevet ved bruk av konvensjonell sprenging fra Vefsrud, Huseby og et 3-km langt tverrslag på Steinshøgda (figur 8). Dette konseptet hadde opptil 8 km lange stufflengder. Slike stufflengder initierte så omfattende ventilering av tunnelen at ventilasjonsbehovet, og ikke vannmengdene, ble dimensjonerende for tunneltverrsnittet.

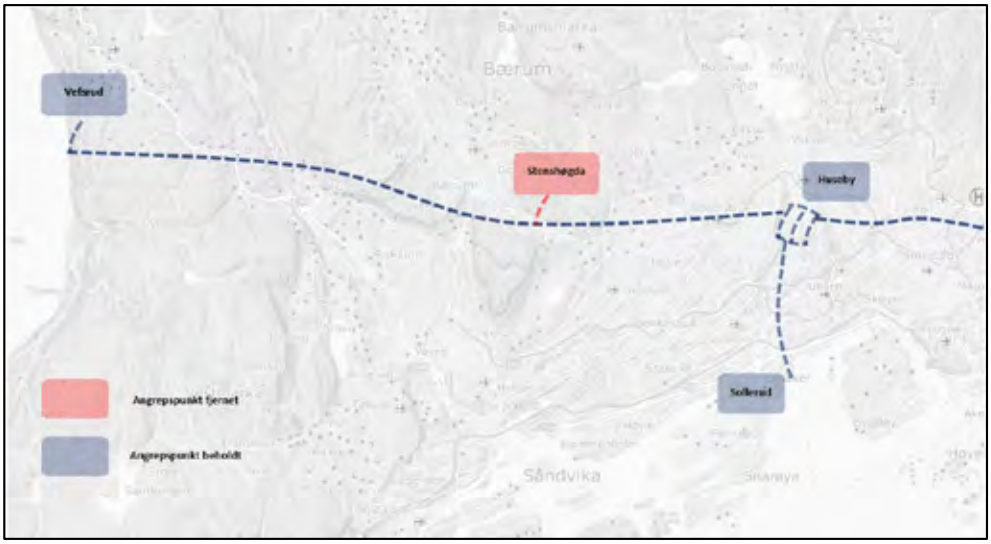
Drivetiden for det opprinnelige konseptet medførte også at Råvannstunnelen lå på kritisk vei for ferdigstillelsen av NVO (eksklusive NVO-S).

Tunnelkonsept og drivemetode for Råvannstunnelen er utredet og oppsummert i en rekke rapporter og utredninger. I forbindelse med overgangen fra forprosjekt til detaljprosjekt i 2019 ble det foretatt en ny gjennomgang av disse (F. Syversen et al., 2019). På bakgrunn av denne gjennomgangen

besluttet prosjektet å drive den 19-km lange tunnelstrekningen ved bruk av to dobbelskjold-TBMer med 5,2 m diameter. En fra Vefsrud og en fra Huseby. Det ble identifisert flere fordeler med denne løsningen, herunder:

- Bedre arbeidsmiljø under tunneldrivingen som følge av massetransport via transportbånd og fravær av sprenggasser.
- Vesentlig kostnadsreduksjon
- Redusert drivetid. Råvannstunnelen fjernet fra kritisk vei.
- Ikke behov for 3-km langt tverrslag fra Stenshøgda.
- Redusert masseuttak som følge av redusert tverrsnitt og antall tverrslag.
- Hydraulisk tverrsnitt for betonglinet TBM-tunnel foretrukket fremfor et konvensjonelt sprengt tverrsnitt.

I tillegg vil den vestgående maskinen fra Huseby monteres og demonteres i en av hallene som siden inngår i konseptet for renseanlegget på Huseby. Behov for masseuttak på Huseby vil således ikke øke som følge av behov for TBM- monterings- og demonteringshall.



Figur 8 – *Illustrasjon som viser de opprinnelige angrepspunktene ved å drive Råvannstunnelen konvensjonelt. Den røde boksen viser angrepspunktet som er tatt ut ved å benytte TBM.*

TBM for Rentvannstunnelen

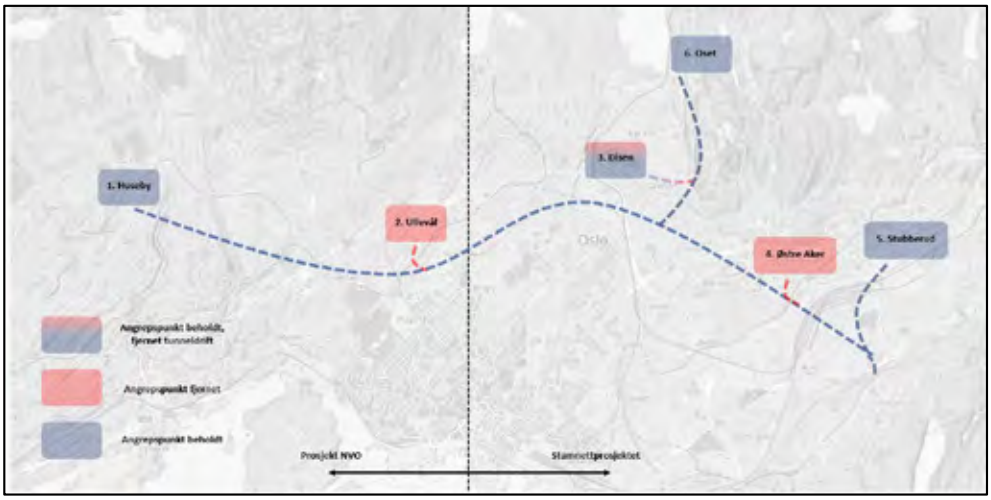
Rentvannstunnelene skal i hovedsak distribuere ferdig behandlet drikkevann via rør i tunnel fra vannbehandlingsanleggene på Oset og Huseby og ut til abonnentene. Den består av en 11-km lang tunnelstrekning fra Huseby til Stubberud, med en 3,5-km lang avgreining fra Sinsen til Oset. I tillegg består den av totalt fem tilkoblingspunkt, to rentvannsbasseng med vannvolum på totalt 100 000 m^3 og en pumpestasjon.

Opprinnelig var rentvannstunnelene planlagt som to ulike delprosjekt med grensesnitt i tunnel ved Sagene (figur 8). Planene baserte seg på konvensjonell sprengning av samtlige tunneltverrsnitt. For å innfri Mattilsynets frist om ferdigstillelse innen 1.1.2028 innebar denne løsningen behov for følgende angrepspunkt:

1. Huseby (NVO)
2. Ullevål (NVO)
3. Disen (NVO-S)
4. Østre Aker vei (NVO-S)
5. Stubberud (NVO-S)
6. Oset (NVO-S)

Bystyrevedtaket fra november 2019 om å redusere bruk av fri- og naturområder til rigg- og anleggsarbeid, samt føringer om å vurdere samordningsgevinster mellom NVO og NVO-S, resulterte i at VAV foretok en ny vurdering av drivemetoden for rentvannstunnelene. Samordningen av prosjektene medførte at det var mulig å se hele den 11-km lange delstrekningen fra Huseby til Stubberud, samt den 3,5-km lange tunnelen fra Oset til Sinsen under ett.

Flere kombinasjoner av TBM-drift og konvensjonell sprenging ble vurdert. Prosjektet besluttet til slutt at den 11-km lange delstrekningen skulle drives fra Stubberud til Huseby ved bruk av en dobbeltskjoldmaskin på 7 meter i diameter. Øvrige tunneltverrsnitt tas ut ved konvensjonell sprengning.



Figur 8 – *Illustrasjon som viser de opprinnelige angrepspunktene ved å drive Rentvannstunnelen konvensjonelt. De røde boksene viser angrepspunktene som er tatt ut ved å benytte TBM.*

Det ble identifisert flere fordeler ved dette konseptet som var i tråd med prosjektets overordnede føringer om å redusere belastningene på omgivelsene i anleggsperioden. Antall angrepspunkt for Rentvannstunnelen ble redusert fra seks til fire. I tillegg ble arbeidsomfanget på riggområde Disen redusert fra å være et angrepspunkt for tunneldrift, til å bli et mindre rigg- og anleggsområde for etablering av tilkobling til eksisterende nett. Følgende angrepspunkt er gjenstående:

1. Huseby (NVO)
2. Disen (NVO-S)
3. Stubberud (NVO-S)
4. Oset (NVO-S)

Hovedriggområdet for TBMen er lokalisert på en eksisterende industritomt på Stubberud, i umiddelbar nærhet til E6. Denne lokasjonen reduserer også prosjektets transportbehov på det kommunale veinettet.

Samtidig medførte TBMens driveretning fra Stubberud til Huseby en realisering av ytterligere gjenbruk av Råvannstunnelens montering- og demonteringshall på Huseby. Dette fordi hallen også gjenbrukes til demontering Rentvannstunnelens TBM.

SKREDDERSYDDE TBM-TILTAK

Det er identifisert behov for et omfattende injeksjonsomfang i hele prosjektets tunneltrasé. Store deler av Råvannstunnelen skal gå gjennom rombeporfyr, kjent for å ha en svært høy vannledningsevne. Mens Rentvannstunnelens lokasjon under sentrale deler av Oslo, med setningsutsatte masser og bebyggelse, medfører at også denne tunnelen krever omfattende forinjeksjon.

Derfor har VAV stilt strenge krav til kapasiteter på entreprenørens injeksjonsutstyr for alle sine tunnelentrepriser. De strenge kravene har medført at TBM-leverandørene har måttet tenke nytt med tanke på optimalisering og forbedring av boreutrustningen. Rentvannstunnelen er fortsatt i tilbudsfasen, mens entreprenøren på Råvannstunnelen (Skanska) har tilbudt boreutstyr som innehar mye av den samme funksjonaliteten man ser på de konvensjonelle boreriggene. I tillegg til injeksjonsutstyret har VAV også benyttet erfaringer fra tidligere TBM-prosjekter i Norge til å spesifisere TBM-systemet slik at det er skreddersydd til de prosjektspesifikke forholdene. Blant annet gjelder dette krav til kvalitet på borhode, hovedlager og kuttere, i tillegg til en rekke kvalitetskrav på andre komponenter. Hensikten med disse spesifikasjonene er å sørge for robuste TBM-er med god borekapasitet slik at inndriftene kan opprettholdes og drivetidene reduseres. Dette er ikke bare kostnadsbesparende for prosjektet, men det bidrar også til redusert eksponeringstid for byens innbyggere.

GENERELLE TILTAK FOR Å REDUSERE BELASTNINGEN FOR OMGIVELSENE

Sjaktboring i tilkoblingspunkt

Rentvannstunnelen har totalt fem tilkoblingspunkt mellom rentvannstunnelen og det eksisterende distribusjonsnettet. Tre av dem er lokaliserte i tettbebygde deler av Oslo Sentrum, henholdsvis Vinderen, Furulund og Bjølsen.

For å minimere belastningen på omgivelsene ved disse punktene har prosjektet tilpasset designet slik at koblingspunktet mellom tunnel og eksisterende distribusjonsnett kan etableres ved bruk av sjaktboring fra dagen ned til rentvannstunnelen. Diameterne varierer fra 1200 mm til 2100 mm og hull-lengden fra 80 m til 200 m i de ulike punktene (figur 6).

Overvåkning av omgivelsene

Før anleggsarbeidene starter er det etablert et overvåkningsprogram for grunnvann og setninger for hele prosjektområdet. Det er etablert grunnvannsovervåkning i løsmasser, ved overgangen til berg, og i berg. Setningsutsatt infrastruktur og byggningsmasse langs traséen er målt inn og nivelleres i forkant av anleggsarbeidene. Måleprogrammene skal pågå ut byggeprosjektet og frem til forholdene er stabile.

I tillegg til manuell nivellering skal det gjøres InSAR-analyse (overvåkning av setninger med radarmålinger fra satellitt) for å følge med på større områder enn de forhåndsdefinerte kritiske områdene. Analysen skal oppdateres en gang i måneden i snøfri periode.

Infiltrasjonsbrønner
Prosjektet planlegger et omfattende program for etablering av infiltrasjonsbrønner i aktuelle områder langs hele tunneltraséen. Dette for å minimere risikoen for setningsutvikling i løsmasser som følge av en eventuell poretrykksenkning i berg. Infiltrasjonsbrønnene skal etableres og testkjøres i god tid i forkant av stuffen.

Oppfølging av strukturstøy
Det planlegges for døgnkontinuerlig TBM-drift for både Råvann- og Rentvannstunnelen. TBM-ene genererer strukturstøy og ikke sprengningsvibrasjoner. Det betyr at de fysiske vibrasjonene oppleves svært små, men den vedvarende strukturlyden fra en TBM kan overstige grenseverdiene for støy i områder med lav bergoverdekning i kombinasjon med liten/ingen løsmasseoverdekning. Prosjektet har i samarbeid med Multiconsult AS gjennomført en omfattende kartlegging og simulering av strukturstøy fra TBMene. Tilsvarende arbeid ble gjennomført på Follobanen, og resultatene fra Follobanens strukturstøymålinger er implementert i prosjektets strukturstøymodell.

Resultatene legges inn i et kartprogram som tilrettelegger for at de beboerne langs tunneltraséen som opplever støyen som sjenerende kan få informasjon om hvor lang tid det vil ta før støyen forventes å avta, samt tilbud om hotellovernatting ved behov. Erfaringene fra Follobanen viser at god informasjon kan øke forståelsen og dermed redusere antall klager og behov for hotellovernattinger.

Erfaringer fra Follobanen har også vist at selve eksponeringstiden for strukturstøy kan forventes å være kortere som følge av høyere inndrift på TBM enn ved konvensjonell sprengning.

DISKUSJON
Den sårbare situasjonen for dagens drikkevannsforsyning til Oslos befolkning er førende for prosjektets fremdriftskrav. Ny vannforsyning Oslo skal etablere et tunnelsystem i utfordrende geologiske forhold under noen av de mest tettbebygde strøkene Norge. Samtidig stiller samfunnet stadig større krav til anleggsgjennomføringen i bynære infrastrukturprosjekt. Optimaliserte tunnelkonsept som bidrar til minimale terrenginngrep er ikke bare en suksessfaktor for prosjektet, men også en forventning fra beslutningstakere og berørte tredjeparter.

Prosjektets overvåknings- og infiltrasjonsbrønnprogram i kombinasjon med byggherrestyrt injeksjon skal sørge for at prosjektet jobber preventivt for å unngå påvirkning på omgivelsene i form av setningsskader. Erfaringsovervåkning fra Follobanen og tett oppfølging av strukturstøy underveis i TBM-drivingen skal sørge for å minimere støybelastningen for de berørte.

Ved å utnytte spekteret av markedets tilgjengelige drivemetoder har Ny vannforsyning Oslo kunnet redusere både kost, drivetid og den totale belastningen på byens befolkning. Bruk av dobbeltskjoldmaskiner for de lengste tunnelstrekningene har redusert antall angrepspunkt for tunneldriving fra syv til fire.

KONKLUSJON

Opprinnelig forprosjektløsning for Ny vannforsyning Oslo inkluderte totalt syv angrepspunkt for tunneldrift. Samordningen av de to delprosjektene, samt muligheten for å skreddersy konsept og drivemetode har bidratt til å redusere antall angrepspunkt for tunneldrift til fire. 69 % av bergvolumet tas ut med konvensjonell boring og sprengning og 31% med TBM. For prosjekt Ny Vannforsyning Oslo er dette en optimal fordeling også med hensyn til sikkerhet, kostnader, kvalitet og fremdrift. Dette er har vært mulig fordi byggherreorganisasjonen er satt opp med relevant kompetanse og erfaring med begge drivemetodene.

KILDER

Syversen F., Hansen A., Johannessen S., Skjeggedal T., 2019. *Ny Vannforsyning Oslo – Valg av Drivemetode for Råvannstunnelen*, Fjellsprengningsdagen 2019, s.3.1-3.12

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

AAPPALUTTOQ – EN RUBINFORKOMST PÅ GRØNLAND I VERDENSKLASSE

Aappaluttoq – a world class ruby deposit on Greenland

Frode Nilsen, konsernsjef, Leonhard Nilsen & Sønner AS (LNS)

SAMMENDRAG

Rubin- og safirforekomsten lokalisert ca. 35 km sørøst av Qeqertarsuatsiaat (Fiskarnæset) ble oppdaget av den danske geologen Martin Giesler i 1966. Det første funnet ble gjort på en holme i fjorden Tasiusaa. Denne holmen har siden blitt kalt Ruby Island. På 2000-tallet ble det startet et omfattende boreprogram i området av ulike interessenter. Disse viste betydelige innhold av rubiner. Området Aappaluttoq var av størst interesse. Etter hvert var det kanadiske selskapet True North Gems (TNG) som fikk konsesjon til området. Rubinforekomsten regnes som den verdens største forekomst i fast fjell. LNS konsernet kom inn i prosjektet i 2013. Etter hvert overtok LNS hele prosjektet i 2016. Produksjonen kom i gang i mai 2017. Etter mye prøving og feiling, er produksjonen nå på et jevnt høyt nivå. Å komme inn i markedet har vært en utfordring. Men også her er det gjort betydelig fremskritt og vi forventer en betydelig økning i salget.

SUMMARY

The ruby and sapphire deposit is located approximately 35 km southeast of Qeqertarsuatsiaat (Fiskarnæset) was discovered by the Danish geologist Martin Giesler in 1966. The first find was made on an islet in the fjord Tasiusaa. This islet has since been called Ruby Island. In the 2000s, an extensive drilling program was started in the area by various stakeholders. These showed significant content of rubies. The Aappaluttoq area was of greatest interest. The Canadian company True North Gems (TNG) was granted the license for mining in the area. The ruby deposit is considered to be the world's largest deposit in solid rock. The LNS group joined the project in 2013. LNS took over the entire project in 2016. Production began in May 2017. After a lot of testing and failure, production is now at a consistently high level. Entering the market has been a challenge. But here, too, significant progress has been made and we expect a significant increase in sales.

INNLEDNING

LNS Konsernet tok en strategisk beslutning i 2011 om å øke satsingen på gruve- og anleggsdrift i arktiske og polare områder. Grønland ble sett på som ett særlig interessant område. I 2012 kjøpte LNS Konsernet opp den grønlandske entreprenøren, Greenland Mining Service (GMS). Selskapet ble døpt om til LNS Greenland (LNSG). GMS drev med mindre anlegg, prospekteringsboring og servicetjenester til gruveselskaper. Men selskapet var for lite

for å ta på deg gruveentrepriser eller drive som selvstendig gruveselskap. LNS Konsernet hadde økonomiske muskler og ønsket en øket satsing.

I 2013 ble det forhandlinger mellom TNG og LNSG om en gruveentreprise for uttaket av rubiner i Aappaluttoq. Det ble etter hvert inngått en kontrakt mellom partene på gruveentreprisen. Aappaluttoq er et svært øde område uten bebyggelse, strøm, telefonforbindelse, veier, havn eller annen infrastruktur. Eneste reisemåte til Aappaluttoq er ca. 1 time med helikopter fra Nuuk eller rundt 5 timer med båt fra samme sted. All infrastruktur måtte bygges opp fra bunnen av. TNG ønsket at LNSG skulle være med i å ivareta kvaliteten på rubinene. Den beste måten å gjøre dette på var å gjøre LNSG til en medeier. Det ble opprettet et nytt selskap, True North Gems Greenland (TNGG), med LNS Konsernet som medeier.

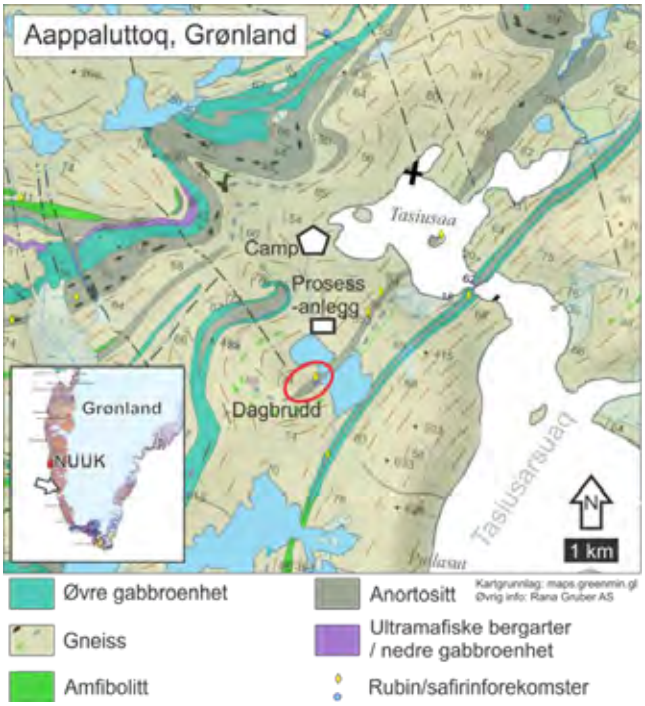
Betaling for denne aksjeposten i TNGG, var at LNSG måtte bygge ut og ta kostnadene for utbyggingen av havnen, 12 km vei fra havnen til gruven, landingsplass til helikopter, lagerområder, boligrigger, kantine, kontorer, kraftstasjon, velferdsbygg, verkstedbygg, bygget til oppredningsverket mm. LNSG skulle også bygge ut en del av de investeringene som var TNG sitt ansvar. Finansieringen gikk gjennom vårt felles selskap TNGG. LNSG foretok disse utbyggingene, men TNG hadde ikke kapital til å betale for seg. Dette ble etter hvert så store beløp at LNSG så ingen andre muligheter enn å slå TNGG konkurs. Da konkursen var et faktum, var håpet at LNSG kunne få overta konsesjonen. Det lyktes i 2016. Det ble dannet et nytt selskap, Greenland Ruby, som overtok denne konsesjonen. Greenland Ruby eies 88 % av LNS Mining og 12 % av Greenland Venture. Greenland Venture er Selvstyremyndighetenes investeringsfond.

GEOLOGI

Rubinene og safirene i forekomsten regnes som verdens eldste med en alder på ca. 3 milliarder år. Geologien i området beskrives som relativt komplekst. Dagbruddet Aappaluttoq ligger i den nedre delen av Fiskenæsset-komplekset og er dominert av gabbro, samt andre bergarter som safirin-gedritt, ultramafiske bergarter, gneis og pegmatittganger. Fiskenæsset-komplekset er typelokalitet for mineralet safirin. Safirin er et sjeldent blått mineral, et magnesium-aluminiumsilikat som ligner blå safir. Metasomatisk omvandling av ultramafitten i overgangen til leukogabbroen har ført til dannelse til safirin-gedritt og flogopitt, hvor sistnevnte utgjør hovedmalmen som Greenland Ruby driver på. Den ultramafiske bergarten er anriket i kromofore, fargegivende grunnstoffer som krom, vanadium, titan og jern. Ved substitusjon av aluminium i krystallgitteret til korund kan disse elementene gi fargen til krystallene. Krom gir rødfarge, mens vanadium og titan gir blåfarge. Rubiner og safirer er varianter av mineralet korund (Al_2O_3).

Konsesjonsområdet er mer enn 200 km2. Innenfor dette området har vi funnet rubiner og safirer på 78 ulike steder. Det finnes også en stor anortosittforekomst inne i på området. Denne inneholder store mengder alumina og silica. Denne kan ha større verdi enn rubin- og safirforekomsten. En eventuell utbygging av dette kommer til å bli vurdert på et senere tidspunkt.

Malmen inneholder også store mengder med granater. Disse lagres foreløpig og vil bli vurdert til industriformål på et senere tidspunkt.



Figur 1: Berggrunnskartet viser de mest vanlige bergartene ved Greenland Ruby

OPPSTART

TNG fikk driftskonsesjon i 2014 for Aappaluttoq. Driftskonsesjonen ble gitt for 30 år med mulighet for ytterligere 20 års forlengelse. Problemer med finansieringen gjorde at oppstart stadig ble forskjøvet på. LNS konsernet ble da invitert inn som partner og et nytt selskap, True North Gems Greenland (TNGG) ble opprettet. Konsesjonen ble overdratt til dette selskapet. LNS konsernet ble ny eier med en andel på 27 %.

For sin eierandel måtte LNS konsernet utføre og bekoste det meste av infrastrukturbyggingen i prosjektet. Dette muliggjorde oppstart og sent høsten 2015 kom de første maskinene i land ved hjelp av landgangsfartøy. Arbeidene med en provisorisk havn startet umiddelbart parallelt med at vegbyggingsarbeidene startet. Det hastet mest med å få veien ferdig til området hvor bemanningsriggen, kantine, kontorene, sykestue og velferdsriggen skulle ligge. Veien ble så bygd videre opp til selve gruveområdet som ligger ca. 220 moh. Gruva ligger delvis under vann og vannstanden ble derfor senket med 9 meter. Arbeidet med oppredningsverket og verkstedet gikk parallelt.

I 2016 ble det mer og mer synlig at kanadiske TNG ville få store problemer med å finansiere sin del av prosjektet. For de tjenestene som LNSG utførte, skulle TNG betale inn til True North

Gems Greenland (TNGG). Dette ble ikke gjort og til slutt var det ingen vei tilbake, LNSG måtte slå TNGG konkurs. Arbeidene ble øyeblikkelig stanset.

Hovedtanken med prosjektet var at LNSG skulle stå for gruvedriften, men TNG skulle stå for salg og markedsføringen. Salg og markedsføring av rubiner og safirer lå langt utenfor LNSG's kompetanseområde. Uten TNG med på laget, hadde vi ikke noe valg. Vi måtte gå i gang med dette arbeidet også. For å sikre investeringene som til da var gjort i prosjektet, søkte LNSG om å få overta konsesjonen etter konkursboet. Sent høsten 2016 fikk LNS Greenland konsesjon for området. Av juridiske grunner ble konsesjonen overført til et nystartet selskap, Greenland Ruby. Arbeidene startet opp igjen og gruva var klar til produksjon våren 2017.

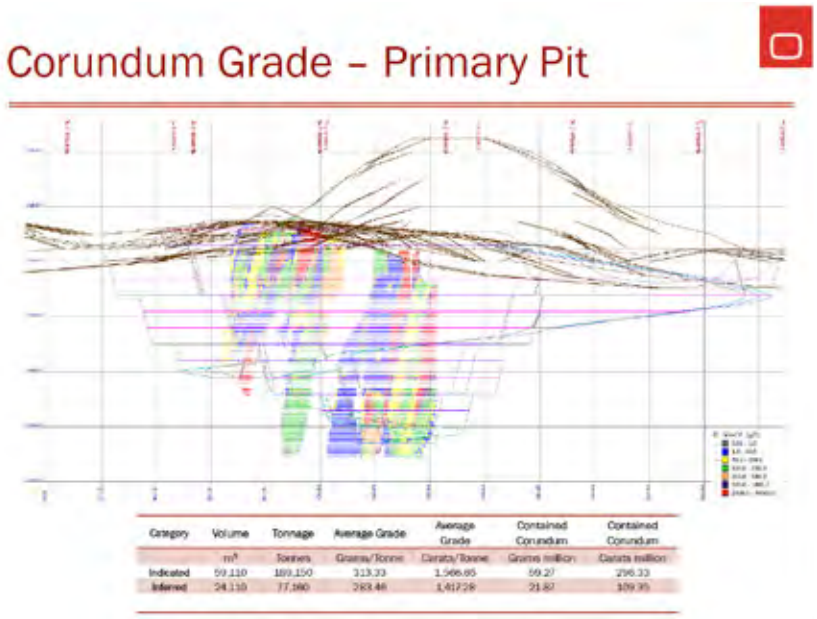
PRODUKSJONEN I GRUVA KOMMER I GANG

Selve gruvedriften kom i gang på senvinteren i 2017. Offisiell åpning av gruven ble utført av landstyreformann (statsminister) Kim Kielsen i mai samme år. Den første gruveforekomsten som det man har startet med er Aappaluttoq. Aappaluttoq betyr rødt på grønlandsk. Kjerneboringene er utført etter den internasjonale standarden NI-43-101. Boringen er ikke avgrenset i noen av endene av forekomsten. Driften på denne forekomsten kommer til å vare i minimum 9 år, men kan med stor sannsynlighet forlenges en del år.

Etter at malmen er sprengt ut og lastet opp, kjøres den inn i selve oppredningsverket. Her gjennomgår malmen en forsiktig oppknusing i en trommel. Den oppknuste massen går videre på et transportband hvor alle steiner som inneholder en rubin og/eller en safir blir tatt ut med en optisk sorterer. Det utføres også manuell kontroll slik at man er sikker på at man får med seg alt.

Figur 2: Stein med rubiner.

Etter dette sitter man igjen med et konsentrat som sendes til Nuuk for videre bearbeiding. I Nuuk gjennomgår konsentratet en syrebehandling. Under denne prosessen løsner rubinen fra selve gråsteinen. Vi sitter da igjen med en ubehandlet stein, rough. Dette grovsorteres før dette sendes for videre bearbeiding i Thailand. Her gjennomgår steinene en varmebehandling før de sendes videre til sliping andre steder i Thailand, India eller Sri Lanka. Etter dette er gjort, går steinene tilbake til vårt salgskontor i Bangkok. Disse blir deretter distribuert på verdensmarkedet.



Figur 3: Ferdig kartlagt forekomst i Aappaluttoq. Teoretisk beregning ca. 400 millioner carat dvs. ca. 80 tonn med rubiner og safirer.

MARKEDET

Å komme inn som ny leverandør på verdensmarkedet, er utfordrende. Kundene kjenner ikke produktene og ofte er lange relasjoner med eksisterende leverandørene. Forretningsideen til TNG var å selge ubehandlede rubiner på auksjoner rundt om i verden. Det ble raskt klart at man fikk dårlig betalt for rubinene og safirene, og dette fremsto som et blindspor. Skulle vi få betalt godt nok for produktene, ble det helt nødvendig å «brande» våre materialer på en helt annen måte. Mye handler om å fortelle den riktige historien. Vi måtte få frem hva som er det unike med edelstenene fra Grønland:

- Dette er verdens eldste rubiner og safirer.

- Viktig å få frem renheten og lyset i arktisk. Man må forbinde produktene med dette. Arktis er meget eksotisk i store deler av verden. Våre produkter har navn som Fire Under Ice, Viking Red Ruby, Icy Pink Sapphire, Northern Lights Sapphire og Polar Balls and Beads.
- Alle som kjøper våre produkter, må vite at disse er produsert på en bærekraftig måte og etter de høyeste etiske standardene. Her sliter våre konkurrenter med brudd på menneskerettigheter, barnearbeid, ikke ordnede arbeidsforhold, dårlig HMS, forurensing av nærmiljøet mm.
- Greenland Ruby er første leverandør av fargede edelstener som er tatt opp i Responsible Jewelry Counsil (RJC). For å bli kvalifisert her må du kunne dokumentere at du etterlever de strenge kravene som RJC setter. Bare et fåtall leverandører av edelstener klarer å dokumentere og etterleve dette.
- En del av omsetningen går til et fond som vi har opprettet «Pink Polarbear». Dette fondets deler ut midler til miljøtiltak, forskning særlig mht. klimaendringer, kultur mm.
- Alle våre produkter har et sertifikat som viser hvor edelstenene kommer fra og hvor de er produsert i dagbruddet. Opprinnelse og dokumentasjon på bærekraft er svært viktig.

Figur 4: Eksempel på markedsføring til en av Greenland Rubys kunder.

Vår første produksjon var ferdig i desember 2017 og vi deltok deretter på en stor edelstensmesse i mai 2018 i Las Vegas. Produktene vakte interessen uten at det oppstod det store gjennombruddet. Noen leverandører så imidlertid potensialet bl.a. Hartmanns i København som har laget en meget spesiell kolleksjon.

For å øke salget, ble det opprettet salgskontor i Bangkok, Paris og New York. Det vil også bli opprettet salgskontor i Miami. Sakte, men sikkert gikk salget i riktig retning. Da Covid-19 og pandemien var et faktum vinteren 2020, ble det fullstendig stopp i alt salg. Vi stod fremfor en stor lansering på cruiseskipene i Kariben sommeren 2020. Dette ble det følgelig ikke noe av. Det ble foretatt et valg om at produksjonen på Grønland skulle gå som normalt uansett. Dette var nødvendig for å opprettholde kompetansen som var opparbeidet hos våre ansatte.

Etter hvert som pandemien har sluppet taket og verden har åpnet seg, har salget tatt seg betydelig opp. Arbeidet med å dokumentere bærekraft og at man er transparent i alt man gjør, begynner å bære frukter. Dette er noe som etterspørres i stadig økende omfang. På bakgrunn av dette og kvaliteten på produktene, velger nå flere store selskaper grønlandske rubiner og safirer i sine kolleksjoner. Salget kommer med stor sannsynlighet til å være sterkt økende.

Figur 5: Eksempler på Greenland Rubys kvaliteter.

FORHOLD TIL LOKALE OG SENTRALE MYNDIGHETER

Å gå inn i store prosjekter på Grønland er en særdeles utfordrende oppgave, særlig for selskaper som kommer utenfra. Det er enorme avstander internt på Grønland og det er lange avstander til Europa. Faktisk ligger Grønland 4 tidssoner fra Norge. Været kan til tider være meget ekstremt med streng kulde og sterke vinder. Logistikken er meget vanskelig, og dette krever mye planlegging.

Samarbeidet med lokale og sentrale myndigheter har hele tiden vært godt. Vi føler at vi ble svært godt mottatt. Enkelte ganger kunne imidlertid saksbehandlingene av ulike tillatelser

fremstå som om det ble brukt lang tid på dette. Grønland er ikke noe stort gruveland. Lang saksbehandling finner man uansett ellers rundt om i verden.

Greenland Ruby har forpliktet seg til å betale royalties til de grønlandske myndigheter målt utfra overskuddet i selskapet. I tillegg har selskapet forpliktet seg overfor lokale og sentrale myndigheter via en særskilt avtale, Impact Benefit Agreement. Denne inneholder en rekke forhold. Viktigst er:

- Minimum 75 % av våre ansatte må være grønlendere.
- Kjøp av varer og tjenester
- Tilrettelegging for lokal industri
- Utdannelse av personell
- Bærekraft
- Med mer

Alle krav som er satt i avtalen er overoppfylte. Vi har greid å oppnå 100 % grønlandske ansatte. Av dette er 40 % av våre ansatte kvinner. Dette er sannsynligvis den største kvinneandelen i hele verden for noen gruve.

SIGGARTARTULIQ OG KIGUTULIQ (SIG OG KIG)

Konsesjonen er gitt av grønlandske myndigheter for 30 år og kan forlenges med ytterligere 20 år. Aappaluttoq har et gjennomsnittlig rubin- og safirinnhold på ca. 1.500 karat/tonn dvs. ca. 300 gram/tonn. Dette regnes som et svært høyt innhold. Dagbruddet i Aappaluttoq er ferdig drevet i 2027 eller 2028. Etter dette må nye områder være klargjorte for drift. På to av de mest interessante forekomstene, Sig og Kig, er det nå startet et omfattende boreprogram. De foreløpige analysene viser et betydelig høyere innhold av rubiner og safirer enn i Aappaluttoq. En eventuell drift på disse forekomstene vil tidligst starte i 2025 eller 2026. For å komme dit vil det være nødvendig med 6 km veibygging samt en tunnel.

Figur 6: Malm med høyt rubininnhold i Kigutuliq.

KONKLUSJON

Oppstarten og driften av Aappaluttoq har vært en meget utfordrende oppgave. Prosjektet har vært stort og komplekst særlig mht. logistikk, tekniske utfordringer, fintuning og optimalisering av drift. LNS Konsernet var ikke rigget for de utfordringene som lå i det å komme inn som en ny aktør på verdensmarkedet. Selskapet har knyttet seg personer med lang erfaring fra bransjen. Dette har gjort at salget har tatt seg betydelig opp. Potensialet til dette gruveprosjektet kommer med høy sannsynlighet til å være svært stort.

KILDER

Reimers H, Solbakk T (2020) «GEO nr. 2 – 2020 En kompleks dannelseshistorie»

SKARVBERGTUNNELEN – INFRASTRUKTUR I FINNMARK; KLIMA, KONTRAKT OG ERFARINGER

The new Skarvberg tunnel – infrastructure in Finnmark; climate, contract and experiences

Tor Gildestad, Skanska Norge
Lars Peder Bakkevold, Skanska Norge

SAMMENDRAG
E69 Skarvbergtunnelen er et tunnelprosjekt i Porsanger kommune på vegen mellom Olderfjord og Nordkapp, som startet opp våren 2019. Dette for å fjerne et rasfarlig parti på strekningen, samt få en ny tunnel som tilfredsstiller dagens krav. Med tanke på prosjektets geografiske plassering har det vært utfordringer med værforhold og logistikk. Dette er blitt håndtert gjennom god planlegging og prosedyrer.

Prosjektets lengde er omtrentlig 6,8 kilometer, hvor 3460 meter er tunnel med tilhørende gang- og sykkelveg. Det er bygget portaler på hver side av tunnelen på henholdsvis 25 meter og 70 meter. Det blir bygget to skredvoller, hvor den ene fungerer som ledevoll over portalen på nordsiden av tunnelen.

Prosjektet har møtt store utfordringer med geologien, som har ført til en forsinkelse på omtrent ett år. Sikringsomfanget har økt betraktelig i forhold til det som ble forespeilet i kontrakt og geologisk rapport. Våren 2020 oppstod det et brudd i hengen av tunnelen, som medførte at tre etablerte sprøytebetongbuer kollapset. I tillegg fikk vi ett ras i forskjæringen på Hønsa. Begge disse hendelsene førte til forsinkelser og ekstra arbeid.

Av andre spesielle hendelser som har påvirket prosjektet er Covid-19. Prosjektet ble stengt ved to anledninger på grunn av lokale karantenekrav og smitteutbrudd på anlegget.
Våren 2020 oppstod det en brann i verkstedteltet i Skarvbergdalen. Dette medførte store ødeleggelser på maskiner og utstyr.

Demolering av en samisk offerstein som stod i den nye prosjekterte veglinjen fikk mye lokal mediedekning. Ved skade av den type kulturminner, sies det ifølge samisk tradisjon, at gudeverden sender «stalloer» som vil skape trøbbel for den som forårsaket dette.

SUMMARY
The new E69 Skarvberg tunnel is a project located between Olderfjord and Nordkapp in Porsanger municipality. The project kicked off in the spring of 2019.

The tunnel will replace the old Skarvberg tunnel, which does not conform to todays standards while at the same time bypassing an avalanche prone stretch of road immediately outside of the old tunnel.

The geographical location of the project has led to multiple challenges regarding both weather and logistics. This has been managed though careful planning and detailed procedures.

The project consists of approximately 6.8 kilometers of new road, of which 3.460 meters consist of the new tunnel with associated pedestrian and bicycle paths. We have also constructed concrete portals at each end of the tunnel, respectively 25 and 70 meters. Two avalanche embankments are also being built.

The project encountered major geological challenges during the excavation of the tunnel, something that lead to approximately one full year of extended excavation time. The amount of rock support also increased considerably in relation to what was indicated in the contract and geological report.

During the excavation of the tunnel, there was a critical failure of the tunnel crown due to the geological situation. This event caused massive damage to the existing rock support which had to be repaired. In addition to the failure of the crown, there was a rock-avalanche in the cut immediately before the south entrance of the tunnel. These events caused delays and required extensive extra work to resolve.

In addition to the challenges that typically go along with construction projects, the project was shut down on two separate occasions due to Covid-19 breakouts.
The first shutdown was followed by a fire that broke out in the workshop tent shortly after reopening, causing extensive damage to machines and equipment.

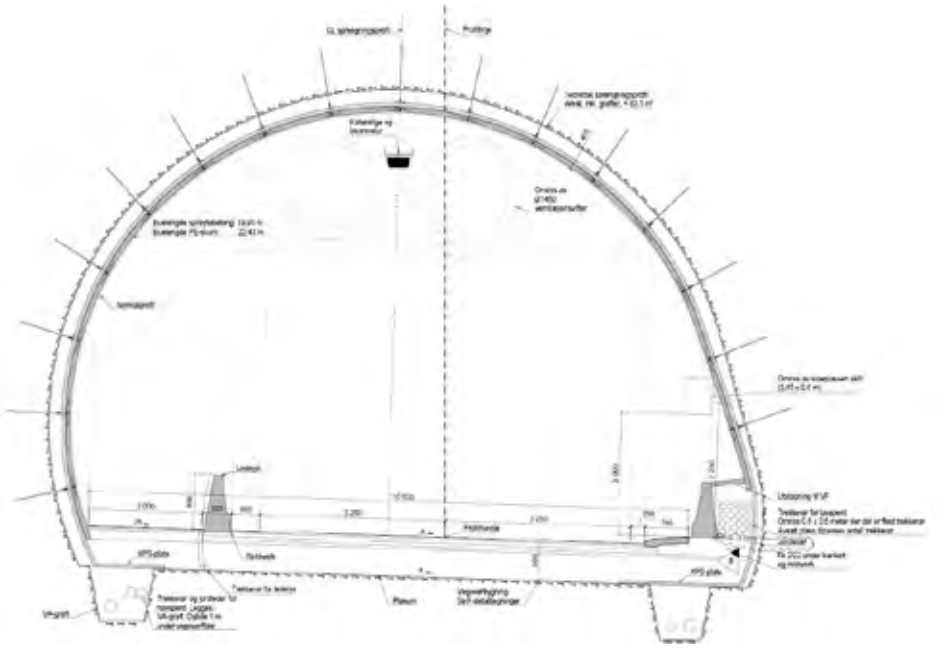
If geological and biological challenges weren't enough, our projected road-line collided with a sacrificial stone belonging to the Sami people. According to Sami tradition, any damage to their cultural monuments would invoke retribution by the Gods in the form of "Stalloes", sent to create trouble for the offending party.

INNLEDNING
Prosjektet ligger i Porsanger kommune, Troms og Finnmark fylke, omtrentlig 10 mil sør for Nordkapp (Figur 1).

Figur 1: Oversiktskart over hvor prosjektet befinner seg.

E69 Skarvbergtunnelen gjennomføres som en totalentreprise med Skanska Norge AS som totalentreprenør. Vegen bygges om for å fjerne et rasfarlig parti på veg til Honningsvåg og Nordkapp, og for å få en ny tunnel som tilfredsstiller dagens krav. Prosjektet omfatter en strekning på 6800 meter, hvorav den nye Skarvbergtunnelen blir ca. 3560 meter inkludert portaler.

Tunnelen bygges etter tunnelklasse B, med tunnelprofil T10,5 GS. Gang- og sykkelvei skilles fra kjørevei med vegrekkverk (Figur 2). På hver side av tunnelen er det bygget betongportaler og ny vei som blir tilpasset eksisterende E69. På sørsiden av tunnelen bygges 500 meter med ny vei. På nordsiden bygges 2820 meter, hvorav 1200 meter i uberørt terreng i Skarvbergdalen.



Figur 2: Prinsippskisse av nye Skarvbergtunnelen

Vei i dagen bygges etter dimensjoneringsklasse H2, med veibredde 8,5 m og fartsgrense 80 km/t. Ny vei i uberørt terreng utgjør som tidligere nevnt 1200 m, mens resterende del utgjør ombygging og utbedring av eksisterende vei.

I Skarvbergvika, ved dagens E69, er det i dag en rasteplass. Denne skal rustes opp til en helårs rasteplass med tilhørende fasiliteter som WC, parkeringsplasser, bålplasser og lekemuligheter for barn. Eksisterende vei og tunnel skal saneres.

KONTRAKT / PROSJEKTERING
Prosjektet gjennomføres som en totalentreprise, hvor stabilitetssikring blir oppgjort etter sikringsklasse og medgåtte mengder.

Planlagt byggetid var fra november 2018, med veg åpning september 2021. Etter veg åpning gjenstår bygging av ny rasteplass samt sanering av gammel veg og tunnel. Sluttdato var satt til sommeren 2022.

Ved tilbudsåpningen sommeren 2018, ble byggherrens budsjett overskredet, slik at man måtte til Stortinget for å be om økte bevilginger. Dette resulterte i en utsettelse. Kontrakt ble underskrevet i januar 2019, og arbeidene kunne starte opp etter påsken samme år. I samhandlingsfasen før oppstart ble det satt som mål å åpne vegen som planlagt.

Totalentreprisen omfatter komplett prosjektering og utarbeidelse av byggeplaner etter Statens vegvesens håndbøker og funksjonsbestemmelser. Dette betyr alle tjenester og ytelser som er nødvendig fram til ferdig bygget og sikret prosjekt.

Norconsult er ansvarlig konsulent for prosjektering. De har også hatt ansvaret for oppfølging av geologi og geoteknikk i dagsonen. I tunnel har Skanska selv hatt ansvaret for prosjektering av permanent sikring.

Statens vegvesen hadde utarbeidet mange dokumenter på forhånd, da man på ett tidligere tidspunkt hadde tenkt å lyse ut prosjektet som en hovedentreprise. Disse dokumentene dannet basis for det videre arbeidet med prosjekteringen.

Det ble en hektisk tid med prosjektering vinter/våren 2019, med fokus på veglinje og tunneltverrsnitt. Veglinja ble senket en meter på høgbrekket ved påhugg Skarvbergdalen, da opprinnelig linje medførte underskudd på stein.

Tunnelprofilet ble optimalisert og nisje for ett av de tekniske rommene ble flyttet for å hindre siktutvidelse. Veglinjen langs fjorden ble flyttet ut for å unngå berøring av eksisterende ur-masser og sprengning av skjæringer.

Prosjekteringsmøter med konsulent, byggherre og entreprenør ble gjennomført effektivt på Microsoft Teams, med minimalt bortkastet tid på reiser.

Det var ett krav fra Statens vegvesen om at prosjektet skulle være tegningsbasert. Det ble likevel valgt en modellbasert løsning, men tegninger måtte leveres parallelt.

RIGGING

Logistikken er en utfordring i Finnmark. Det er lange avstander i forhold til sentrale strøk. Det ble organisert sjøtransport for de tyngste anleggsmaskinene begge veger.

Det er rigget på to steder – Hønsa i sør og Skarvbergdalen i nord (Figur 3). All rigging er utført med tanke på anleggsdrift i arktiske områder. Det største riggområdet er etablert i Skarvbergdalen. På dette stedet har vi rigget anleggsverksted, lager, betongstasjon, kontor og forlegning med kantine**.** I Skarvbergdalen var det krevende med rigging da det var mangel på el-kraft og kommunikasjon. El-kraft ble etablert ved å legge en 2 kilometer lang høgspentkabel i sjøen. For å opprette internett- og telefonforbindelse på nordsiden, ble det lagt en fiberkabel over fjellet fra Hønsa.

På Hønsa ble det rigget anleggsverksted, lager- og slurrytelt. Grunnet rasfare ved eksisterende tunnel ble det lagt opp til å benytte forlegningsfasiliteter i Olderfjord som et alternativ ved stengte veier.

Figur 3: Plantegning av ny veglinje (rød linje). Hentet fra: https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e69skarvbergtunnel/

TUNNELDRIFT – UTFORDRINGER MED BERGMASSENE

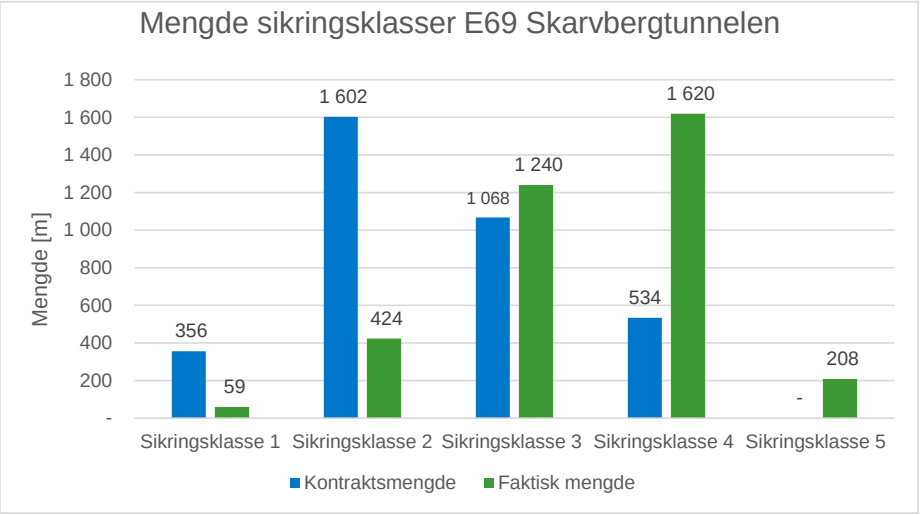
Tunneldriften ble startet i mai 2019 på Hønsa, og to måneder senere i Skarvbergdalen. Tunneldriverne arbeidet etter en treskiftsordning – en «12-9-rotasjon». Tunneltversnittet T10,5 GS, medførte ett teoretisk utsprengt areal på 86 m2.

Tunnelriggene var 3 boms AMV rigger med 20 fots matere. Utlasting ble utført med CAT 988K hjullastere. Transportflåten var felles for begge stuffene. Det var en del ekstra lastebiler for videre kjøring av stein på offentlig veg. Tilsvarende ble det benyttet en felles sprøytebetongrigg på prosjektet.

Geologiske utfordringer ved tunneldrift

Bergforholdene i prosjektet viste seg å være mer utfordrende enn forutsatt i tilbudsdokumentene. Geologisk rapport beskriver metasandsteinen som en tett oppsprukken bergart, spesielt langs det tilnærmet horisontale foliasjonsplanet, men også langs steile sprekkeplan. Beskrivelsen er dekkende for det som erfares i tunnelen, men verken geologisk rapport eller mengdebeskrivelsen har beskrevet konsekvensene av dette for sikringen (Aagaard, 2021).

Sikringsbehovet i Skarvbergtunnelen er svært mye større enn det som er angitt ut fra bergmasseklasser langs tunnelen og sikringstabellen i geologisk rapport (Figur 4 og Tabell 1).



Figur 4: Oversikt over Kontraktsmengde og faktisk mengde av sikringsklassene

Tabell 1: Endring i tung sikring opp mot kontraktens

	Komplette sikringsbuer	**Forbolt**	**Injeksjonsmiddel**
Enhet	stk	stk	kg
Kontraktsmengde	60	3000	100000
Faktisk mengde	805	19852 (ca. 752 tonn)	600407
Endring mengde	1242 %	562 %	500 %

Q-systemet ble benyttet for å kartlegge berget, og bestemme sikringsomfanget, men det ble erfart underveis at dette ikke var tilstrekkelig under de rådende forhold. Q-systemet hensyntar ikke orienteringen av sprekkesystemet.

På grunn av tunneltverrsnittets størrelse og utforming, og de gjennomgående horisontale og vertikale sprekkesettene, har det vært betydelige nedfall i vederlagene. Dette har medført at spesielt sentrale deler av hengen har mistet innspenningen, noe som tilsier både økt boltelengde og økt kapasitet på bolter (Aagaard, 2021). Dette kan være årsaken til brudd i heng, som oppstod 11. mars 2020 på den nordlige stuffen (Figur 5). Bruddområdet ble «tatt ned» med pigghammer meter for meter, og suksessivt sikret med opptil ni meter lange selvborende stag og doble armerte sprøytebetongbuer.

Figur 5: Brudd i heng (Foto: Skanska)

Konsekvensen av avviket mellom geologisk rapport og virkelige bergmasseforhold gjorde at Skanska engasjerte en seniorgeolog fra Sweco. Geologisk rapport beskriver at det forventes et isotropt spenningsbilde langs tunneltraseen, som ikke vil gi sprekkedannelse og sprakfjell. På grunn av bruddet som oppstod (Figur 5), og typiske spraklyder fra fjellet, ble det besluttet å ta bergspenningsmålinger. Dette med tanke på den for videre prosjektering av permanentsikring i tunnelen. Spenningsmålinger viste at horisontalspenningene varierer fra 0 til 10 MPa, med partier der horisontalspenning kan være negativ. Spenningene er store nok til å gi brudd i tynne, horisontale lag med subvertikal oppsprekking (Aagaard, 2021). For å håndtere og observere mulige deformasjon av tunnelprofilet ble det foretatt konvergensmålinger, samt skanner med Leica RTC360 3D-laserskanner.

Sikring gjennom svakhetssoner er ikke omtalt i geologisk rapport. Mange av sonene er kartlagt i sikringsklasse V. I kontrakt og geologisk rapport var det ikke forutsatt at klasse V kom til anvendelse.

Sålesikring var ikke vurdert i geologirapporten siden sikring i klasse V ikke var forutsatt. Sweco har prosjektert sålesikring med bruk av håndbok N500 Vegtunneler og V520 Tunnelveiledning. Totalt ble det utført 1350 m^2 sålestøp.

Det har vært betydelige injeksjonsarbeider i forhold til antagelser i geologisk rapport. Byggherrens antagelser av injeksjon var 100 tonn injeksjonssement, mens medgått mengde ble 600 tonn. Stuffen som ble drevet på synk måtte stoppe når innlekkasjen ble større enn 1000 liter/min (Figur 6). Det ble foretatt etterinjeksjon før arbeidet kunne fortsette.

Figur 6: Vann på stuff nord, som ble drevet på synk (Foto: Skanska).

Fremdrift
Tunneldriften har vært meget krevende. I utgangspunktet var planlagt inndrift 42 meter/stuff/uke, mens den faktiske inndriften ble 20 meter/stuff/uke. Dette skyldes de utfordrende geologiske forholdene, som førte til økte sikringsmengder (Se Figur 4 og Tabell 1). Økt sikringsomfang har medført ett år forlenget byggetid i henhold til kontraktens ekvivalenttidsregnskap.

Vann & Frost-arbeidene blir utført av Skanska Tunnelinnredning. Oppstarten var sensommeren 2021, og ferdigstillelsen av disse arbeidene er forventet rundt påsken 2022. Elektroarbeidene utføres som en underentreprise.

Framdriften på vegbygging i dagen og etablering av rasvoller har fått tilsvarende forsinkelse som tunneldriften på grunn av manglende steinleveranser.

I juni 2019 oppstod det et ras i forskjæringen på Hønsa ut mot påhuggsområdet (Figur 7). Forskjæringen var på dette tidspunkt sikret med 5 meter CT-bolt og sprøytebetong. Årsaken til raset var et sprekkeplan som avviker fra de kjente gjennomgående strukturene i området (Tyssekvam, 2019), hvor sprekkeplanet lå innenfor forankringen på fjellboltene. Siden skjæringen ligger tett opp mot påhugget av tunnelens søndre side, ble det et opphold på en uke i drivingen, i påvente av vurderinger opp mot sikkerhet samt opprydding. Rasområdet ble permanentsikret med 9 meter lange selvborende stag, C/C 2 meter.

Figur 7: Ras Hønsa. Bilde A er før raset, og bilde B er etter raset (Foto: Ingvar Tyssekvam, Norconsult).

Konstruksjonene på prosjektet består av en bekkekulvert med lengde på 50 m gjennom vegfyllingen i Skarvbergdalen, samt to tunnelportaler med total lengde 95 meter.

Helse, miljø og sikkerhet
Det har vært et stort fokus på HMS i prosjektet på grunn av de rådende geologiske utfordringene og værforholdene generelt. Prosjektet har hittil ikke hatt skader som har medført fravær.

Det har vært utfordrende for tunneldriverne å arbeide under rådende forhold hvor nedfall av steinflak og sprøytebetong har vært en del av hverdagen. Vi har flere ganger opplevd ras av flere m^3 med bergmaterialer fra stuff under salveboring.

ANDRE SPESIELLE FORHOLD

Covid-19
Prosjektet fikk oppleve konsekvensen ved Covid-19. Det ble av Porsanger kommune i mars 2020 innført karantenekrav for folk som bodde sør for Trøndelag, også kalt «søringkarantene». Et mindre utbrudd, samt karantenekravene, medført at anlegget måtte stenges ned 3 uker i mars/april samme år.

Gjennom gode prosedyrer, og godt samarbeid med kommuneoverlegen i Porsanger ble prosjektet startet opp igjen etter påsken 2020.

Prosjektet ble på nytt rammet av et utbrudd i november 2020, som medførte en ny nedstengning i halvannen uke. Det ble gjennomført «full smittevask» av forlegning og kontorer, samt alt av maskiner og utstyr.

Brann i verkstedtelt

Ved oppstart etter første nedstengning grunnet Covid-19 våren 2020 oppstod det en brann i verkstedteltet i Skarvbergdalen (Figur 8). Brannen ble observert tidlig på morgenen, og lokale nødetater ble umiddelbart kontaktet. Det var lagret gassflasker i verkstedteltet. Politiet besluttet at ingen fikk være i nærheten av brannen. Flere av gassflaskene ble punktert av skarpskyttere fra politiet. Brannen varte i 15 timer.

Skadeomfanget var i størrelsesorden 30 millioner, hvor verkstedtelt, tunnelrigg, injeksjonsrigg, verktøy og deler ble totalskadet og måtte erstattes. Verkstedtomten ble sanert, og det som ble definert som forurenset masse ble kjørt til godkjent deponi. Videre ble nytt verksted etablert på ny lokasjon og erstatningsutstyr (tunnelrigg og injeksjonsrigg) ankom prosjektet uken etter.

Figur 8: Situasjonsbilde tatt med drone etter brannen. Tunnelrigg og injeksjonsrigg vises tydelig utbrent i bilde (Foto: Skanska).

Demolering av offerstein

I samhandlingsfasen ble kulturminner tatt opp som et tema, hvor Statens vegvesen opplyste om at alle kulturminner innenfor reguleringsplanen var frigitt. I ettertid kom det frem opplysninger fra det samiske miljø at det befant seg 3 offersteiner i umiddelbar nærhet til prosjektet. En av disse befant seg i prosjektert veglinje langs Skarvbergvika. Beklageligvis måtte denne offersteinen fjernes.

Ifølge samisk historie var offersteinen som ble fjernet av «han», og på motsatt side av Skarvbergvika står «ho». Når «han» ble fjernet ble «ho» stående igjen alene og fikk nytt

lokalt navn «enka». Ifølge historien gjør man ikke slikt ustraffet, og det kan bli sendt «Stalloer» fra gudeverden som vil lage problemer for de som krenket helligdommen. Siden prosjektet har opplevd mange uheldige hendelser etter nedpiggingen av offersteinen har saken fått stor lokal mediedekning.

Referanser

Tyssekvam, I. (2019). *IGEO 04 Hønsa_ Bergstabilitet.*

Aagaard, B. (2021). *Avvikende bergforhold i forhold til kontrakt og geologirapport.* Trondheim.

4 undersjøiske tunneler på Færøyene

Prosjektsjef Alf Helge Tollefsen NCC.

Sammendrag

NCC bygger sin 4. undersjøiske tunnel på Færøyene

Både Eysturoyartunnilin og Sandoyartunnilin har krevd betydelig mer injeksjonsinnsats enn planlagt. En svakhet sone på Eysturoyatunnilin krevde tung sikrig.

I dag står det igjen 645 m med driving av Sandoyartunnilin og stuffen fra Gamlarætt har gått inn i en svakhetssone

Frem til nå har vi hatt ingen covid smitte i prosjektet. Men en er blitt smittet utenfra og flere er blitt satt i karantene uten at smitte har blitt påvist.

Fakta opplysninger:

- Tunnel 22 035 m 11 240 m.
- Spregning inkl nisjer etc 1 922 505 pfm3
- 10 pumpestasjoner inkl bassenger teknisk utrustning samt 25 tekniske bygg
- 5 dagsoner
- Byggetid Januar 2017 – desember 2023

Innledning

NCC har lang tradisjon I å drive undersjøiske tunneler på Færøyene. NCC har bygd alle totalt 4 stk. Nr 4 Sandoyartunnilin nærmer seg gjennomslag

Vágatunnilin er en 4940 m lang(T8,5) Det er den første undersjøiske tunnelen som ble bygd på Færøyene, den ble åpnet 10/12-2002 ble tunnelen åpnet. Den forbinder hovedstaden Tórshavn på Streymoy med Vágar flyplass på Vágar. Tunnelen erstattet fergesamband.

Norðoyartunnilin er en 6200 m lang (T9,5) Den ble åpnet 29/4-2006. Den erstattet fergesambandet Leirvik – Klaksvik og gjør at en kan reise fergefritt mellom Færøyenes nest største by Klaksvik og Tórshavn.

Eysturoyartunnilin: er en 11240 m lang undersjøisk tunnel under Tangafjørður. Den forbinder Streymoy og Eysturoy. Tunnelen har en rundkjøring under den sørlige del av Skálafjørður og forbinder byene Runarvik og Strendur. Tunnelen ble åpnet for trafikk 18/12-2020

Alle tunnelene er blitt levert og åpnet i henhold til avtalt tid.

Sandoyartunnilin er en 10785 m lang (T9,5) undersjøisk tunnel. Tunnelen erstatter fergesambandet Gamlarætt - Sandøy. Tunneldrivingen startet i juni 2019. Forventet gjennomslag er januar 2022. Åpningsdato er satt til desember 2023.

NCC hadde jobbet i lang tid med prosjektet. Vi hadde tilgjengelig organisasjon som kunne påta seg oppgaven. Mange hadde vært med på de tidligere tunnelene på Færøyene. 7 NCC'ere har vært med på alle de 4 undersjøiske tunnelene på Færøyene. Dessuten hadde vi fortsatt kontakt med flere av våre tidligere samarbeidspartnere på Færøyene. Tidlig sommer 2016 ble vi så overbevist om at prosjektet paset inn i tid og i prosjektporteføljen til NCC.

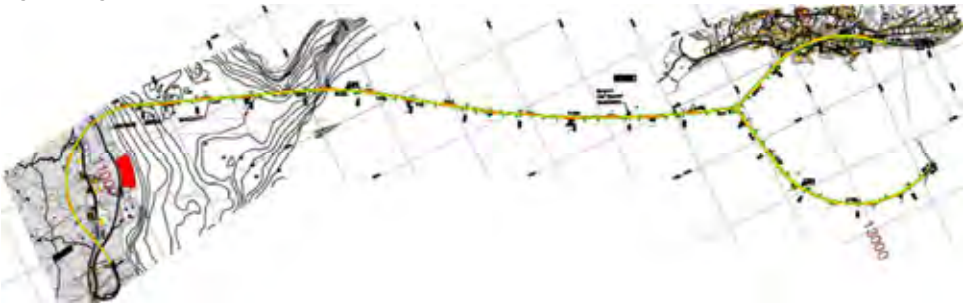
15/12-2016 skrev NCC kontrakt på 2 undersjøiske tunneler i en kontrakt Eysturoyartunnilin og Sanoyartunnilin. Byggetiden var samlet 7 år og kontraktsum var på DKK 2 073 624 936 eks mvg.

Kontrakten er i all hovedsak en fast priskontrakt, men hvor enkelte elementer er mengderegulerbare.

Oppbygning av kontrakten er gjort etter Norsk metode (Statens vegvesen). De alminnelige kontraktsbestemmelsene i NS 8406 er byttet ut med ABF 06.

I all hovedsak er det benyttet Norske standarder og prosesskoden, men enkelte unntak finnes (rundkjøringer ihht Dansk standard).

Eysturoyartunnilin



Fakta opplysninger:

- Tunnel T10,5: 11 240 m. Maks stigning/fall 5%, Laveste punkt -189 m
- Spregning inkl nisjer etc 1 050 210 pfm3
- 5 pumpestasjoner inkl bassenger teknisk utrustning samt 14 tekniske bygg
- Grovhull for pumpeledning 400 mm 140 m langt
- To angrepspunkt Hvitanes og Strendur
- 3 dagsoner

- Byggetid Januar 2017 – desember 2020

Tunneldriving fra Hvitanes og Strendur. Vekseldrift mellom arm til Rokin og mot Hvitanes. Fra Hvitanes boring sprenging med tradisjonelt utstyr utkjøring med lastebiler. Det meste av massene skulle videre transporteres på offentlig veg. Under driving har NCC Seksjonsvis bygget ca 500 m med grøft og vegbane. Ved gjennom slag hadde vi asfaltert 4660 m med tunnel.

Fra Strendur utkjøring med tipptruck. Alle tunnelstein skulle tippes innenfor 500 m fra tunnelpåhugget. Mesteparten skulle seiles til andre kunder og noe skulle ligge igjen for bygging av industriområde.

Vekseldriften til NCC ble totalt ødelagt av økte injeksjonsmender særlig mot Hvitanes og Rokin. Injeksjonstiden økte fra 1600 timer i kontrakten til 3566 timer ved utførelse.

Ett år før gjennomslag så vi at det kunne begynne å bli kritisk med hensyn på tid. Kanskje ikke med hensyn på tidsfrist på gjennomslag, men vi så at drivetiden gikk ut over tid avsatt til vannsikring og etterarbeider. Det ble jobbet med ulike alternativer, starte driving fra Rokin, sette inn ekstra utstyr og fagarbeidere for å håndtere systematisk injeksjon. Prosjektet klarte ikke å bli enige om en omforent løsning av den grunn fortsatte prosjektet som planlagt.

NCC startet opp noen aktiviteter tilhørende vannsikring før gjennomslag bl a boleboring for vannsikring. Dermed kunne vi starte vannsikring rett etter gjennomslag.

Vannsikringen består i all hovedsak av membranhvelv med nettarmert sprøytebetong, men det er også benyttet isolert vanntett hvelv med sprøytebetong på mindre felt. Etter hvert viste det seg at feltene ble adskillig mindre enn planlagt og i tillegg økte vannsikringsbehovet med 20%.

Når feltene ble mindre og mengden økte resulterte det i at det tidkrevende arbeidet med endeavslutninger fikk en mengde økning på 2000%.

Med økt injeksjons behov og økt vannsikrings behov stod prosjektet i fare for å bli opptil 5 mnd forsinket. Byggherre og entreprenør ble til slutt enige om en forseringsavtale som gjorde at prosjektet kunne åpnes bare en uke etter opprinnelig tidsplan.

Svakhetssone ved profil 3100-3113, Eysturoyartunnelen

Utdrag fra notat av Valeria Lindvåg 29/10-2018

Svakhetssonen ved profil 3100 kom skrått inn i venstre side og fulgte således tunnelprofilet i 13 meter hvor den gikk ut i høyre side ved profil 3113. Det vil si at sonen hadde vest-nordvestlig strøkretning med tilnærmet vertikalt fall mot nord-nordøst.

Den ytre delen av svakhetssonen (1,5-2 meter, profil ca.3100-3102) bestod av parallelt vertikaloppsprukket, grovblokket basalt med blokkstørrelse fra ca.0,5

til flere meter. Sprekkene mellom blokkene hadde tykk og glatt fylling av leirholdig materiale av blå, brun og hvit farge (Figur 1og Figur 2), der det er registrert mineraler av smektittgruppe, kaolinitt og talk. Dette er lavtemperatur mineraler som er typiske for temperatur-/trykkforhold i forkastningssoner, og dannes ved temperaturer under 300º C. Resultater av prøver tatt av byggherre har også påvist svellende leirmineraler av smektittgruppe.

Figur 1. Grove, tynne, vertikalt orienterte basaltblokker/flak ved profil 3100, dominerende sprekkesett har steilt fall ca 80-85 grader mot driveretning. Tykke kontinuerlige bånd med leirholdig materiale fyller sprekkene mellom basaltblokkene. Foto: Jarðfeingi

Figur 2 Utglidning av bergblokk ved profil 3100. Glidespeil/lineasjon er registrert i belegg/mineralskorper på blokkenes overflater

Figur 3 Slickensides i sprekkefyllende mineralbelegg, profil 3100. Foto: Jarðfeingi

Sprekkebelegget har tydelig utviklet slickensides (Figur 3,).

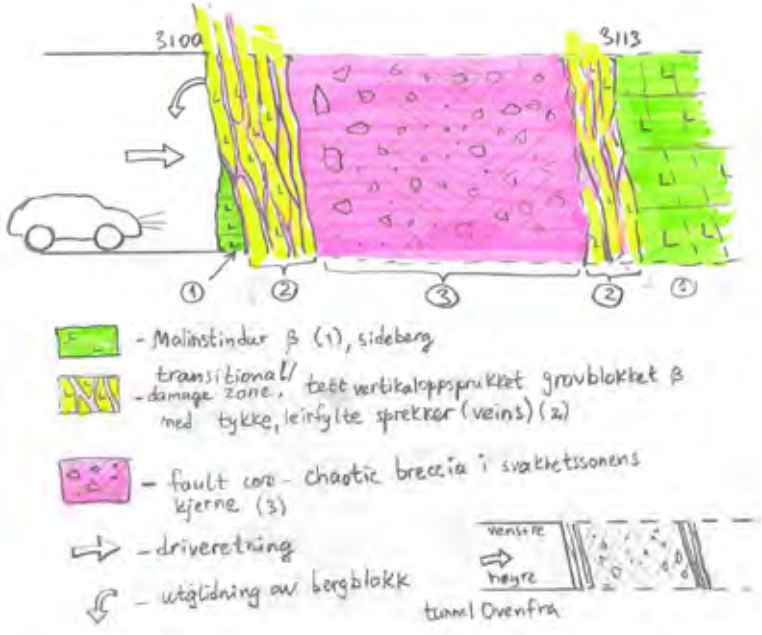
Det dominerende sprekkesettet var orientert parallelt med svakhetssonen, og hadde steilt fall mot driveretning. Dette gjorde at en av basaltblokkene sklei ut av stuffen og traff boreriggen (Fig.2).

Den type bergmasse er også registrert ved utgang av sonen ved profil 3111-3113, det vil si at sonen var symmetrisk.

Oppsprekkingen ble tettere lengre inn i sonen, mens oppknusningsgrad hadde økt.

Kjernesonen (fault core) bestod av blanding av finkornig, leirholdig knusningsmateriale og løse bergblokker av forskjellig form og kaotisk orientering. Ripete teksturer/slickensides er også registrert i mineralbelegget på basaltblokkene fra kjernesonen.

Bergmassen fra sonens indre del klassifiseres som chaotic breccia (ifølge Woodcock [8]). Svakhetssonens beskrivelse er også vist i tegning, se Figur 4. Det er registrert glidespeil og ripete teksturer langs blokkene både i ytre og i indre del av sonen.



Figur 4 Svakhetssone profil 3100-3113, skjema.

Driving og sikring gjennom sonen ble gjennomført ved hjelp av dyktige fagarbeidere og godt samarbeid mellom entreprenør og byggherre. Det var utfordringer med at borehullene raste igjen av den grunn ble det benyttet en del selvborende stag og rørbolt.

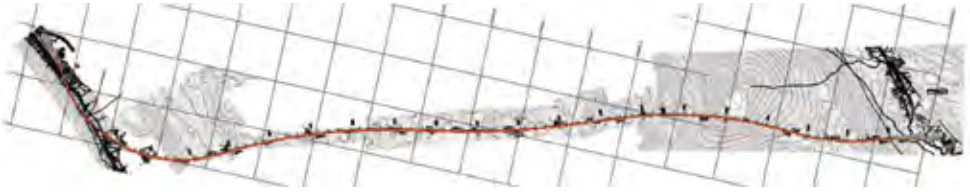
Det ble benyttet lite sprenging, i hovedsak ble stuffen gravd ut og profilet delt i 4 med maks 2 m lengde

Arbeidsgang -Spiling i hele profilet- utgraving seksjonsvis med rask lukking med sprutbetong profilet vegg og heng ble sprutet samt at stuffen ble sprutet igjen -oppsetting av bue påføring av

240m^3 E1000 fiberarmert sprøytebetong

- 89m^3 uarmert sprøytebetong
- 282stk 6 og 8-meters forbolter kam 32
- 261 bolter kombinasjonsbolter og rørbolter
- 165 meter selvborende -stag
- 5,5 tonn armering – 6 dobbeltarmerte sikringsbuer av sprøytebetong
- Heldigvis ikke injeksjon!
- Driving gjennom sonen fra 7.mai til 22.mai 2018

Sandoyartunnilin



Figur 5 Tegning av Sandoyartunnilin

Fakta opplysninger:

- Tunnel T9,5: 10 785 m. Maks stigning/fall 5%, Laveste punkt -155 m
- Spregning inkl nisjer etc 872 295 pfm3
- 5 pumpestasjoner inkl bassenger teknisk utrustning samt 11 tekniske bygg
- Grovhull for pumpeledning 400 mm 140 m langt
- To angrepspunkt Gamlarætt og Traðardalur
- 3 dagsoner
- Byggetid Januar 2019 – desember 2023

Sandoyartunnilin drives fra 2 angrepspunkt. Gamlarætt ett travelt og trangt anleggsområde på fergekai. Alle masser skal videre transporteres på offentlig veg utkjøring gjøres derfor med lastebiler. Det bygges seksjonsvis (ca hver 500 m) grøft og vegbane under drivingen. Nå er det lagt ca 5300 m med asfalt fra Gamlarætt

I Traðardalur på Sandøy er det andre påhugget. Dette er plassert godt utenfor allfarvei, og her jobber vi stort sett uforstyrret. Massene skal plasseres i nærheten derfor er det valgt Tipptrucker som utkjøringsutstyr.

1.november 2021 gjenstod det 645 m å drive av Sandoyar tunnelen. Sandoyartunnilin krever ca 3 ganger mer injeksjons behov enn planlagt.

Om ettermiddagen den 19/10-21 ble stuffen fra gamlarætt sprengt inn i en meget ustabil intrusiv sone. Denne ustabile sone fulgte umiddelbart etter en annen tilsvarende sone av samme størrelse. Det viste seg nå vanskelig å få sprutbetongen til å feste seg. Etter mindre nedfall fra stuffen i starten oppstod det kontinuerlig ras fra vegg og heng i venstre side, det dannet seg spir. Anslagsvis 100 m3 raste ut. Vi lot massene ligge som motvekt og startet med å sprute oss oppover fra rasmassene for å forsøke å bygge oss opp en vegg. På kvelden 20/10 var stuffen sprutet igjen. Vi boret så ett 4» hull som endte ca 1,5m over hengen der raset hadde gått og pumpet inn betong.

Utfordringen er her at materialet består at veldig oppsprukket basalt med tykk hvit leirmasse i sprekkene. Det er i tillegg en vannførende sonen målt til 140 l/min.. Leirmassene er mekanisk svak og Jarðfeingi har opplyst at leirmassene er kraftigt svellende.

Etter sikring av hele profilet med forbolter og ekstra lange forbolter i venstre side. Har en startet injeksjon av sonen for å prøve å stabilisere den.

Referansegruppe (RG)

RG består av 3 personer 1 valgt av entreprenør, 1 valgt av byggherre samt en leder som er valgt av entreprenør og byggherre. RG mandat

> *RG skal være ett «rådgivende organ» med det mandat «å gi råd og komme med impulser vedrørende løsningsvalg, kvalitet på materialer og følge opp arbeidets utførelse i forbindelse med driving, sikring og installasjoner i tunnelen. Den skal videre jobbe for at nødvendige beslutninger blir tatt på anlegget for å kunne opprettholde god kontinuitet i anleggsfasen og unngå unødvendig stopp som følge av for eksempel uenigheter og konflikt på anlegget.»*
> *«Referansegruppen skal etter anmodning gi vurderinger i forbindelse med mulige tvister som ikke er løst gjennom samarbeidsmøtene. Referansegruppens vurderinger skal være rådgivende for byggherre og entreprenør og partene skal derigjennom innrette seg best mulig etter de løsningene og forslag som RG fremlegger*

I alle de undersjøiske tunnelene NCC har vært involvert i på Færøyene har det vært oppsatt en referansegruppe. Referanse gruppen har fått framlagt mange saker både store og små denne gang. Både byggherre og entreprenør har fulgt referansegruppens råd /anbefalinger. Faren er at referansegruppen kan bli en «sovepute». Hvis en ikke ønsker å ta en avgjørelse så ber byggherren og entreprenør om ett råd fra RG. Dette kan være spill av tid i bagatellsaker. Det er oppdragende å få noen eksterne til å vurdere både løsningsvalg og tvister. Referansegruppen har blant annet vurdert Geologiske uenigheter, Tidsproblematikk, Pandemien, Måleregler i mengde oppgjør og sluttoppgjør.

Covid 19 pandemi

Pandemien slo til da produksjonen var på det høyeste for NCC på Færøyene. Tunneldriving fra to stuffer på Sandoyartunnilin og vannsikring på Eysturoyartunnilin. Toget med vannsikring var akkurat blitt innkjørt og vi begynte å se bedre produksjonstall.

Folk er forskjellig og reagerer forskjellig. Mange var veldig skeptisk, og noen var redd. I tillegg har de fleste av oss noen å ta vare på hjemme. Av den grunn er det ikke så rart at flere ikke hadde lyst å reise på jobb.

Etter hvert som pandemien har bølget frem og tilbake har problemstillingene endret seg. I starten var færinger skeptisk til å arbeide sammen med tilreisende. Tilreisende var de som kunne føre smitte inn i det færøyske samfunn. Etter hvert som smitten kom mer og mer inn i det Færøyske samfunn var det de tilreisende som måtte holde av stand til de lokale. Det ble forsøkt å gruppere litt etter nasjonalitet, men det lyktes ikke.

I samarbeid med Færøyske helse myndighet og byggherre innførte vi smittevernsregler blant annet: Adskillelse –mellom skift – flere steder å spise på- frokost lunsj og middag servert i engangsemballasje- avspriting av kjøretøy og arbeidsredskap.

For å reise til Færøyene har en to muligheter enten fly eller båt. Passasjerbåter sluttet å gå og flyavgangene ble veldig redusert. Etter hvert var det ingen annen løsning enn å chartre fly Oslo- Færøyene i samarbeid med byggherre. Da endret vi også skiftordning til 14-14.

Det ble også satt i verk tiltak før utreise til færøyene. Alle ble oppringt en til 2 ganger før avreise til Færøyene for å sjekke ut at de ikke hadde symtomer på Covid..

Færøyske myndigheter var tidlig ute med testing og hadde god testkapasitet. Relativt raskt ble det innført test ved ankomst og test etter 7 dager. Test regimet har endret seg flere ganger. For en arbeidsperiode på Færøyene måtte en på det meste teste seg 5 ganger. Det er gjennomført langt over 3000 tester for personell som har vært involvert i prosjektet.

Frem til nå har vi hatt ingen smitte i prosjektet. Men en er blitt smittet utenfra og flere er blitt satt i karantene uten at smitte har blitt påvist. Pandemien har med ført i underkant av 1 mnd tapt produksjonstid på ET og tilsvarende på ST

NCC på Færøyene

I dag har NCC ca 105 ansatte på færøyene. Ca halvparten av dem tilhører den Norske virksomheten. Da produksjon på ET og ST gikk samtidig var vi ca 175 ansatt i NCC sin virksomhet på førøyene. Vannsikring på ET gikk samtidig med tunneldrivingen på ST. I dag sysselsetter vi 44 underentreprenører direkte i produksjonen i tilleg kommer leverandør industrien.

Lokalt	Norske Leverandører
J&K Petersen og J&K betong	Pretec
Løvu betong	Orica
KJ Hydraulikk	Mapei
Thomsen Utkjøring	Roxel
HJ Asfalt (utlegging)	Epiroc
Landsverk produksjon av asfalt	AMV
Borg (orica)	
Atlantic airways	

Erfaringer

- Asfaltering av veg under driving sparer utstyret, det blir mye mer renslig i tunnelen Men en skal vurdere antall aktiviter som foregår samtidig med tunneldriften nøye.
- Hovedmaskinene har nå vært i drift i ca 5 år på Færøyene. Det er byttet ut to lastemaskiner og piggmaskin pga alder. Maskinparken har vi klart å holde bedre enn forventet.
- 5 år på færøyene skulle en tro ville medføre mye utskifting av mannskap. Men arbeidstokken har vært relativt stabil, litt utbytting har det vært, men langt mindre enn hva en kunne forvente. Skiftordningen 12-16 gjør nok sitt til at det har vært en attraktiv arbeidsplass.
- Nok en gang har det vist seg at vannlekasjene i tunnelen i all hovedsak er ferskt vann
- Kulturforståelse – mange nasjonaliteter som skal jobbe sammen. Selv vi fra Norden har til dels forskjellig kultur.

Referanser

tunnil .fo

estunlar.fo

Konkurransegrunnlag, Prosjekt: Eystur- og Sandoyartunlar. Entreprise: Bygg- og anleggstekniske arbeider P/F Eystur- og Sandoyartunlar, Føroyar 22/6-2016

Svakhetssone ved profil 3100 – 3113, Eysturoyartunnilin av 29/10-2018 Valeria Lindvåg NCC

[8] Woodcock, N.H. & K. Mort. 2008. Classification of fault breccias and related fault rocks.

5. Prosjektnotat Eysturoyartunnelen, Ingeniørgeologiske vurderinger. Sintef, 2016

Referansegruppe Seksjon 1: 28 februar – 2 mars

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

AKTIESELSKAPET SYDVARANGER 1906 – 1997

Tarald Husaas, tidl. Gruvesjef og Adm.Dir. i AS Sydvaranger

Gruveområdet i Bjørnevatn. Røyken fra smelteverket i Nikkel (Russland) kan ses øverst til venstre i bildet.

SAMMENDRAG

Historien om Sydvarangers 90 – årlige historie er oppbyggingen av et samfunn fra grunnen. Fra oppstart til 1930-tallet var det perioder med stor nød og tøffe forhold for folk flest. Oppstarten gikk greit rent teknisk, men 1. verdenskrig rammet bedriften hardt. Økonomisk var det tøffe tider og bedriften gikk konkurs i 1925. Den ble refinansiert og fortsatte virksomheten. Fra midten av 30-tallet til 1940 hadde de gode overskudd. 2. verdenskrig rammet bedriften hardt. Anleggene var totalt ødelagte etter krigen og en stor gjenoppbygging måtte til. Staten ble nå største eier. Fra oppstarten etter krigen i 1952 og fram til 1975 hadde Sydvaranger svært god økonomi og investerte også betydelige summer i lokale anlegg som skole, idrettshall, hotell samt infrastruktur. Investeringer i gruve og prosessutstyr ble gjort uten å ta opp lån. Bedriften var i denne perioden en god inntektskilde for staten og øvrige eiere. Fra 1976 gikk bedriften med tap som følge av en rekke feilinvesteringer samt svært lave

priser på produktene. Det var på verdensbasis en overproduksjon av jernmalm og bedriften klarte aldri å konsolidere driften til en lønnsom virksomhet. Gruvedriften ble stoppet i 1997.

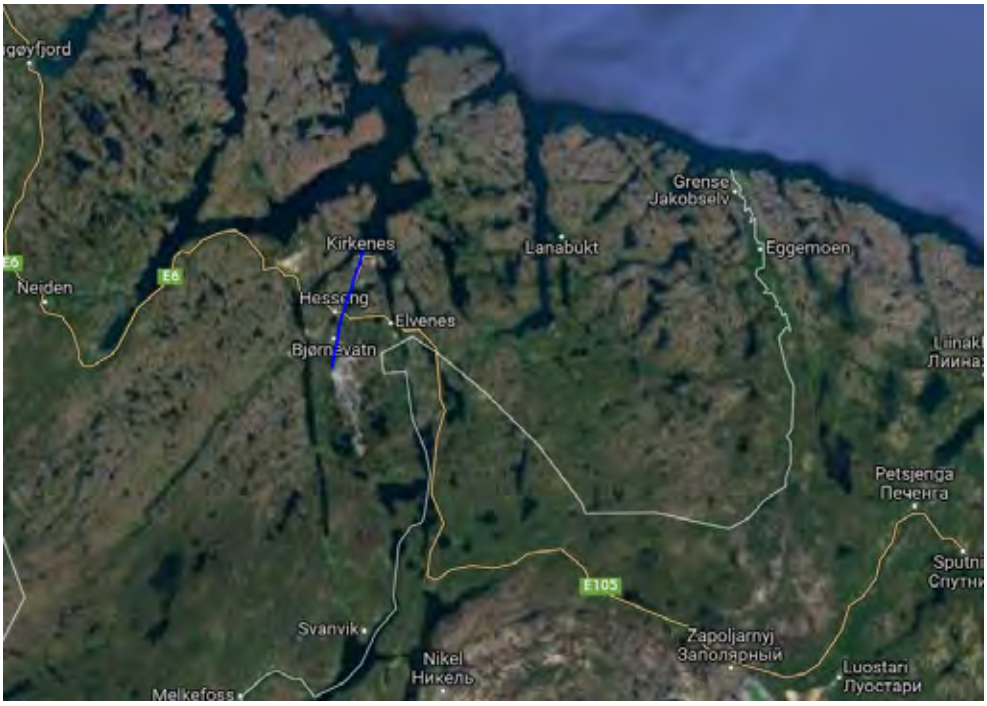
SUMMARY

The history about Sydvaranger is of building up a society from scratch. From start up to mid-1930s there were periods with hard conditions for the people. The start-up went well technically, but World War I hit the company hard. Financially, there were tough times and the company went bankrupt in 1925. It was refinanced and continued the business. From the mid-30s to 1940s, they had good profits. World War II hit the company hard. The facilities were completely destroyed after the war and a major reconstruction was needed. The Norwegian state now became the largest owner. From the start after the war, from 1952 until 1975, Sydvaranger had very good finances and invested significant sums in local facilities such as schools, sports halls, hotels and infrastructure. Investments in mines and process equipment were made without raising loans. During this period, the company was a good source of income for the Norwegian state and other owners. From 1976, the company suffered losses as a result of a number of bad investments and very low prices for the products. There was a worldwide overproduction of iron ore and the company never managed to consolidate its operations into a profitable business. Mining was stopped in 1997.

INNLEDNING

Jernmalmen i Sør-Varanger ble først beskrevet i 1866 av Bergmester Tellef Dahll. Den var ikke betraktet som interessant fordi gehalten var kun omkring 30% Fe og derved for lav til å utnyttes som råstoff for jernfremstilling med datidens teknologi. Jernmalmforekomstene tilhører en gammel (ca. 2,8 mrd. år) prekambrisk jernmalmformasjon. Den produktive delen i Norge lå sør for Kirkenes, men mindre eller fattigere malmer slynger seg i et belte fra Varangerbotn i vest, over Neiden og Kirkenes til forbi Murmansk i øst. I formasjonen syd for Murmansk ligger det også en stor produktiv del som er gruven Olcon i Olenegorsk (Severstal). De driver på en jernmalm som er mineralogisk lik malmen i Bjørnevatn. Også ligg- og hengbergartene er i hovedsak som i Bjørnevatn. Den er i drift i dag og har vedtatt store utvidelser. Da Sydvaranger første gang besøkte gruva i 1989 ble vi vist deres utvikling og produksjon av høyren Magnetitt, 72% Fe, «superslig» for ferritproduksjon. Sydvaranger kjøpte senere en spesielt utviklet separator, i forbindelse med produksjon av egen «superslig», av Olcon.

08.3



Den blå linjen viser jernbanen mellom gruva i Bjørnevatn og Kirkenes. Verdens nordligste jernbane.

Historien om Sydvaranger er også historien om norsk markering i grenseområde, behandling av urbefolkning og fagforenings kamp. Når det gjelder fagforenings kamp og -historie, vil jeg anbefale nettstedet www.redcliff.no. Den er etablert av Stein Larsen som var hovedtillitsmann ved Sydvaranger på 80-tallet.

I dette foredraget vil jeg konsentrere meg om driften av selskapet med vekt på de tekniske, økonomiske og markedsmessige utfordringer.

ETABLERINGEN

Like før århundreskiftet, ble det utviklet nye metoder for magnetisk separasjon, og dette førte til at malmen ble «gjenoppdaget» i 1902.

Grosserer og ingeniør Christian Anker fra Halden fattet interesse for malmfunnet og organiserer malmleting i området, noe som resulterte i at han sikret seg rettighetene til ressursene.

Den 12. januar 1906 stiftet Anker, sammen med svenske og tyske interesser, Aktieselskabet Sydvaranger. Aksjekapitalen var på fem millioner kroner. Den norske stat krevde at selskapet skulle være norsk med, i hovedsak, norske styremedlemmer og at det kun skulle ansettes norske eller svenske arbeidere.

Planlegging og etableringsarbeider kom raskt i gang og allerede i 1907 var ca. 1000 mann i arbeid med etableringen. Det var kummerlige forhold med hardt arbeid, dårlige boforhold og tøft klima. Det var nok foranledningen til at arbeiderne organiserte seg og stiftet fagforeningen Nordens Klippe allerede 8. september 1906. Svensken Johan Nystrøm ble den første formannen med Ellisif Wessel som sekretær og kasserer. Ellisif var en radikal doktorfrue fra Østlandet som hadde bodd her i ca. 10 år og ble en markant sosialist. Hun beskrives som en norsk syndikalist, pioner i arbeiderbevegelsen, kulturjournalist, forfatter, redaktør og fotograf.

Ellisif Wessel

Ved etableringen av Sydvaranger i 1906 uttalte hun følgende:

«Nye dager skal komme, men de skal bli hårde. Vel skal her bli rikdom, men ikke for dere. Vårt fedrelands rikdomer er ikke våre. De som meget har, vil få mer.»

Kirkenes før AS Sydvaranger etablerte seg på neset ved fjorden.

FØRSTE DRIFTSPERIODE

Malmen (takonitt) består av bonnet kvarts/magnetitt med svært lite fosfor, svovel og andre elementer som er uheldig for fremstilling av kvalitetsstål. Den er en av verdens reneste jernmalmer.

De første anleggene hadde en årskapasitet på 750.000 tonn råmalm (ca. 30% fe) hvilket gav ca. 330.000 tonn slig/briketter. (ca. 67% Fe magn.).

Første last med slig gikk fra Kirkenes 11. oktober 1910. Den kom ut for uvær og forliste utenfor Vardø, kun skipshunden overlevde. Neste båt går i desember. Også den holdt på å forlise, men klarte å komme tilbake til kai igjen. Årsaken var at sligen hadde for høy fuktighet for åpne lasterom uten skott, og lasten forskjøv seg i rom sjø. Det ble en bratt lærekurve!

Kapasiteten ble utvidet i flere trinn og i 1915 ble det produsert 1,5 mill.tonn.

1.verdenskrig og svakt marked i flere år etter krigen, ødela helt det økonomiske grunnlaget. I 1925 ble selskapet begjært konkurs, men etter en refinansiering i 1927 fikk bedriften en ny start. Denne periode var svært vanskelig for befolkningen med arbeidsløshet og sult. Fagforeningen Nordens Klippe ble hardt rammet i 1928 med en streik som ikke lykkes. Samtlige medlemmer ble sagt opp og ingen fikk ny ansettelse før i 1938. Da var behovet for arbeidskraft stort og bedriften gikk godt. Først etter 2. verdenskrig ble Nordens Klippe igjen en aktiv fagforening.

Kirkenes fra mellomkrigstiden

Siste del av 1930 tallet er det opprustning i Europa og gode tider for stålverk og jernmalmprodusenter. Fra 1935 til 1940 hadde bedriften gode overskudd. Opptil 1.800 mann hadde vært beskjeftiget i Sydvaranger. Kirkenes hadde ca. 4.500 innbyggere og Bjørnevatn ca. 1.500. I Sør-Varanger kommune bodde det ved århundreskiftet noen hundre mennesker. Ved krigsutbruddet ca. 10.000

Gruveplanen fra siste del av 1930 -tallet forutsatte overgang til underjordsdrift og etableringen med adkomststoller og orter var i gang ved krigsutbruddet. Det var i disse stollene befolkningen i Kirkenes/Bjørnevatn rømte til og unngikk tvangsevakuering, da tyskerne trakk seg ut i 1944.

Russiske soldater møter befolkningen som hadde søkt tilflukt i gruvegangene under evakueringen.

Fram til og med 2. verdenskrig var det fra starten i 1910 produsert totalt 26,3 mill tonn malm og 11,3 mill.tonn slig/briketter/sinter.

ETTERKRIGSTIDEN

Sør-Varanger hadde ved krigsutbruddet ca. 10.000 innbyggere. Etter at Sovjetsamveldet kom med i krigen, ble Sør – Varanger tysk base for Litsafronten og ca. 100.000 tyskere etablerte seg her for å betjene fronten. Kirkenes ble sterkt bombet under krigen og etter 1941 stoppet gruvedriften i praksis opp. Som følge av bombingen og at tyskerne sprengte og brente det de kunne ved tilbaketrekningen høsten 1944, var anleggene totalt rasert. Staten gjennom Direktoratet for Fiendtlig Eiendom overtok de tyske eierinteressene og etter refinansieringen hadde Staten 62% av aksjekapitalen. Stortinget vedtok i 1948 å starte gjenoppbyggingen.

Det meste var ødelagt etter krigen.

I gruveplanen fra før krigen var det en overgang til underjordsdrift, men utviklingen av dagbrudds utstyr, spesielt i USA under krigen, gjorde det lønnsomt å fortsette dagbruddsdriften i Bjørnevatn. Mens anleggene i Kirkenes ble bygget opp ble det fra 1948 – 52, brutt ca. 6 mill. tonn gråberg for å klargjøre malmtilgangen fra dagbrudd. Produksjonen startet i 1952.

Europa var nå kommet i gang med gjenoppbyggingen med stort behov for jernmalm og prisene var gode. Det ble en god start for Sydvaranger. Både lokalsamfunnet og bedriften gikk inn i en ny tid med jevnt stigende produksjon og god lønnsomhet.

I denne perioden frem til midten av 70-tallet tok bedriften hand om det meste i kommunen. Fra gratis skolemateriell til barna og billig kull til sine ansatte. Den bygget og bekostet skoler, boliger, svømmehall, kirkeklokker, hotell og helsetjenester. Den styrte det meste av samfunnet, også arealbruken. Kommunens ordfører hadde fast plass i styret i Sydvaranger.

Fra begynnelsen av 1960-talletovertok oversjøiske konkurrenter mer og mer av malmleveransene til Europa Det var stykkmalm med gehalter på 55% til 65% Fe fra Brasil, Canada og Afrika og etter hvert også fra Australia. Den dominerende båtstørrelsen i 1960 var 20.000 tonnere. Da hadde Sydvaranger en betydelig fraktfordel med kort vei til Europa. På 1960-tallet begynte rederiene å øke størrelsen på malmskipene opp til 150.000 tonnere. Prisene på jernmalm ble halvert i denne 10-årsperioden og Sydvarangers fraktfordel ble betydelig redusert. Følgende tiltak ble iverksatt:

- Kai- og lasteanlegget ble bygget om til en lastekapasitet på 4000 tonn/time og båtstørrelsen kunne være opp til 150.000 tonn
- Produksjonen pr. år økte fra 1,2 M.tonn i 1960 til 2,5 M.tonn produkt i 1969. Samtidig ble antall ansatte redusert med 20% fra ca.1000 til ca. 800.

- Produktiviteten økte fra 1000tonn/mann/år i 1960 til 3000 tonn i 1969. Dette ble gjort ved å øke maskinkapasiteten i gruva ved å erstatte eksisterende utsyr med de mest moderne og største enheter av bormaskiner, lasteskuffer og trucker. Også i prosessavdelingene ble det investert i mer effektivt utstyr.
- Sydvaranger ønsket også å høyne foredlingsgraden på produktet ved å pelletisere sligen. Da kan produktet settes direkte på sjaktovnen uten å gå via et sinterverk. Det ble bygget et pelletsverk for halve produksjonen (1,2 Mtonn) som kom i drift i 1969. Dette produktet ble så godt mottat i markedet, at det umiddelbart ble vedtatt å bygge ytterligere et pelletsverk. Da ble 100% av produksjonen pelletisert.
- For å kompensere for øket produksjon, ble også flere av forekomstene syd for Bjørnvatn-malmen, inkludert i gruveplanen sammen med øket gråbergdrift.

I perioden etter krigen og til 1976 ble lavere priser for jernmalm kompensert og vel så det, ved de overnevnte tiltak. Bedriften hadde en solid økonomi og investeringen i pelletsverkene og annet utstyr ble gjort uten låneopptak.

På 1970-tallet fortsatte utviklingen av størrelse på båtene som fraktet jernmalm, og Sydvarangers fraktfordel ble snudd til det motsatte. I 1986 satte skipsreder Bergersen den til da (og nå) «verdens største tørrlasteskip», Berge Stahl i drift. Den kunne transportere 365.000 tonn jernmalm. Den var bygget for transport av jernmalm mellom Brasil og Rotterdam. Den gjorde denne turen ca. 600 ganger i løpet av 30 år. Den er enda i drift mellom Australia og Kina.

Fra begynnelsen av 1970-tallet så man at prisene fortsatt ville være under sterkt press fra oversjøiske malmer som hadde svært lave fraktrater med store skip. For å styrke selskapet ble følgende iverksatt:

- Man ønsket at Sydvaranger skulle få flere ben å stå på. Man valgte å satse innen sitt kompetansefelt og kjøpt opp eller var medeier i norske gruveselskaper for å kunne utvikle disse. Der var Bidjovagge Gruber, Bleikvassli Gruber, Mofjellet Gruver, Fangel & Co, Killingdal Gruber og et engasjement i 20 – talls andre selskaper.

Sydvaranger var blitt et konsern. Markedsutviklingen for disse selskapers produkter, var like negative som for jernmalm og dette ble netto en stor økonomisk belastning for Sydvaranger og påførte selskapet en betydelig gjeld.

- Sydvarangers prospekteringsavdeling ble skilt ut som en egen enhet, AS Pospektering. Man hadde programmer for å kartlegge områder regionalt for alt som kunne ha økonomisk interesse. Det ble investert store summer i dette, men det førte dessverre ikke til konkrete resultater i form av nye forekomster i drift. Nok en stor utgifts-belastning for Sydvaranger.
- Sydvaranger etablerte Tana Kvarts som leverte kvarts til ferrosilisiumindustrien på begynnelsen av 1970-tallet. Denne ble i 1983 solgt til Elkem uten stor fortjeneste. Bedriften er i dag verdens nest største kvartsittbrudd med god lønnsomhet.
- Etablering av et pukkverk i fjell ved utskipningshavna for å eksportere pukk basert på «gråberget» i Bjørnevatn. Anlegget ble realisert, men markedsanalysen feilet og det ble aldri noe salg. En dyr erfaring for Sydvaranger.
- For å øke foredlingsgraden ytterligere og dermed pris og fortjeneste på produktet, ble det utarbeidet et prosjekt for direktereduksjon av pellets til jernsvamp. Det forutsetter tilgang til naturgass til en stabil pris. Norge hadde i begynnelsen på 1970-tallet en gassproduksjon fra Ekofisk. Den ble ilandført i Emden i Tyskland. Sydvaranger planla sammen med tyske interesser, etablering av et direktereduksjonsverk for pellets fra Kirkenes, i Emden. Industridepartementet var hele tiden sterkt engasjert i utviklingen av dette prosjektet. En 15-års avtale med den Norske Stat om tilgang til royalty-gassen til engrospris ble inngått, men engrosprisen følger også bevegelsen til markedsprisen. Markedsvurderingen for stål og gassprisutviklingen som lå til grunn for investeringsbeslutningen i 1978, feilet totalt. Bunnen falt ut av stålmarkedet i 1980 og gassprisen doblet seg samtidig som verket var klar til oppstart. Verket ble av den grund aldri satt i produksjon og ble slått konkurs. Dette prosjektet påførte Sydvaranger et tap på ca. 500 Mnok.

1975 var det siste året med positivt resultat. I 1976 ble det et underskudd på 18 MNOK og dette eskalerte de neste år. I 1979 ble underskuddet over 100 MNOK. Bedriften hadde ca. 1400 ansatte i Sør-Varanger og Oslo.

Første halvdel av 1980 – tallet ble en urolig tid med økende tilskuddsbehov og store interne og eksterne motsetninger. I 1982 ville styret i Sydvaranger ha en styrt avvikling, men staten ønsket ikke dette. Staten forlangte at bedriften skulle konsentrere seg om virksomheten i Sør-Varanger og avvikle eller redusere øvrige aktiviteter til et minimum. Styret og ledelse ble skiftet ut og arbeide med å konsolidere selskapet startet. Flere konsulentselskaper, IKO, Habberstad, McKinsey, ble engasjert for å analysere selskapet og fremtiden. Deres konklusjon med hensyn til utvikling av jernmalmmarkedet var særdeles negativ. Prisnivået for selskapets produkter ville være lave i overskuelig fremtid.

Det nye styret og ledelsens plan var å øke produksjonen for å kompensere for de lave prisene. Dette ble iverksatt og 1983 og i 1984 ble produksjonen i gruva øket til rekordnivå for bergfangst.

Samtidig iverksatte selskapet et arbeide for å analysere ressursgrunnlaget og kostnadsbildet for bedriften.

I 1985 ble det klart at den økede produksjonen i 1983 og 1984 hadde ført til en eksplosiv kostnadsøkning samtidig med et høyt investeringsnivå. Igjen ble styret og ledelsen skiftet ut.

16 m3 i lasteskuffa, 150 tonn pr. trucklass

Tidlig i 1985 ble «Gruveplanen 1985» lagt fram. Den beskrev 3 hovedalternativer:

1. kortsiktig avvikling, 2 års drift.
2. mellomlangsiktig drift, 11 års drift
3. langsiktig drift

Fagforeningene og spesielt Nordens klippe, arbeidet hardt for at man skulle gå for langsiktig drift. Det ble iverksatt aksjoner og demonstrasjoner for å få oppmerksomhet om konsekvensene for lokalsamfunnet. Dette var spesielt rettet mot opinionen og stortingspolitikerne som skulle ta stilling til dette høsten 1985.

Det nye styret og ledelsen anbefalte alternativ 2. med avvikling av gruvedriften basert kun på pellets i 1996. Dette vedtas også av stortinget.

Imidlertid åpnet man for å finne alternative produkter basert på den rene jernmalmen som kunne gi lønnsom produksjon etter 1996. Man skulle også se på muligheten av å etablere nye virksomheter basert på kompetansen og ressursene i virksomheten.

For Staten var Kirkenes ikke kun et ensidig industrisamfunn. På 1980-tallet er dette også grensen mellom Norge, Nato og Sovjetsamveldet også betegnet som Jernteppet. Ønske om å opprettholde et levedyktig samfunn var sterkt.

Knoppskyting fra Sydvaranger

Av ny virksomhet var utnyttelse av «dampsentralen» til verkstedvirksomhet. Denne var ikke i bruk og lå sentralt i kirkenes ved havnen. Sydvaranger tok kontakt med det finske virksomheten Valmet-Wärtsilä som var engasjert med service for den russiske fiskeflåten i Barentshavet. De hadde kompetanse og markedskontakt i Russland og Sydvaranger hadde lokaler som lå strategisk til. I 1986 ble Kimek etablert og utviklet seg svært positivt.

Det var mange forsøk på etablering av flere nye virksomheter basert på fagmiljøene i Sydvaranger, men Kimek er den eneste av knoppskytingene som fremdeles eksisterer.

I dag er Kimek lokalt eid og er i utvikling med eget offshoreselskap, ingeniørtjenester og kontor i Murmansk. Kimek AS har i dag 74 ansatte.

Nye produkter basert på den super-rene malmen

Jernmalmsligen kunne oppkonsentreres til over 72% magn. Fe uten uønskede elementer. Høganes er en virksomhet som produserer jernpulver ved reduksjon uten smelting. Jernpulveret brukes til press-støping av metalldeler. En ren jernmalm har stor verdi for Høganes Det ble etablert et utviklingsprogram som resulterte i en 10 års leveranseavtale i 1989 med et årlig volum på 100.000 tonn konsentrat som representerte 30% av Høganes sitt behov og hadde en betydelig høyere pris enn pellets.

Andre produkter som utnytter malmens renhet, er pigmenter og råstoff til produksjon av permanentmagneter. I 1991 ble det investert i anlegg, men dessverre kom man ikke i mål med å utvikle kommersielle produkter og inngå leveringsavtaler basert på dette.

For å sikre malmtilgang for et mindre produksjonsvolum, ble det etablert en underjordsgruve i 1992. Denne var akkurat kommet i produksjon ved nedleggelsen.

I 1996 var ordinære produkter som slig og pellets sammen med Supersligen ikke nok til å gi et positivt resultat. Eieren (Staten) var ikke lenger villig til å støtte videre drift.

Sydvaranger avviklet gruvedriften i 1997! Det var Norges største bergverk i det 20. århundre,

Epilog

Det skulle gå ytterligere 10 år før markedet snudde for jernmalm. Prisene steg i hovedsak som følge av at Kina og India ble netto importører av jernmalm. Tidligere hadde de eksportert jernmalm. Importen har øket drastisk som følge av sterk økonomisk vekst. Dette gav en mangel på verdensbasis og prisene 5 -10 doblet seg siden 1990 – tallet. Gruveplanen fra 1988 oppgir en pris for sligen FOB **20 US$/tonn**. Dette var også nivået frem til nedleggelsen. I dag (12/10 2021) er prisen **130 US$/tonn**. I sommer lå prisen over 200 US$/tonn og maxprisen

siden 2006, er **240US$/tonn**. Bortsett fra en lav periode fra 2015 – 2019, har 130 – 200 US$/tonn vært prisnivået for jernmalmkonsentrat siden 2006.

Etter Sovjetunionens oppløsning i 1991 gikk Kirkenes inn i en svært aktiv periode med stor handel over grensen. Mange bedrifter etablerte kontorer i Kirkenes for å holde kontakt mot Russland. Det ble stor handel begge veier og i dag er 10% av Sør-Varangers innbyggere russere. I dag er innbyggertallet i kommunen ca. 10.000, som det også var før Sydvaranger fikk problemer.

Gruvedriften ble startet opp igjen i 2008 med kapital fra Australia. Dessverre gikk de konkurs i 2015. I dag er det Amerikanske interesser som planlegger ny oppstart.

Kilder:

- Sør-Varanger Avis 12.01.2006. Jubileumsutgave Sydvarangers 100 år
- Særtrykk av artikler av J. Kraft Johanssen, tidligere direktør
- Div. artikler, skriv og intervjuer med tidligere direktør Hans Lund Andersen
- Sydvarangers Gruveplan 1985 og 1988
- Emden, v/dir. Olav Øyasæter
- Sydvarangers interne blader, bokutgivelser og årsrapporter
- www.redcliff.no

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult og NFF
Arve Brekkhus, Byggeindustrien

FOTOKONKURRANSEN – KÅRING AV VINNER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

GeoTermos – sesongvarmelagring i borehull – en viktig brikke i framtidas energisystem

GeoTermos – borehole seasonal storage – an important piece in the energy system in the future

Randi Kalskin Ramstad, Dr.ing. Asplan Viak AS / førsteamanuensis II NTNU IGP

Henrik Holmberg, Ph.D. Asplan Viak AS

SUMMARY

A seasonal borehole thermal energy storage (BTES) system store heat from the summer for use in the winter. If the same amount of heat is supplied and extracted from the system, the temperature level in the boreholes will stabilize around the natural ground temperature. However, if large quantities of heat are supplied during the first years of operation and generally in summer the following years, the temperature of the rock volume affected by the boreholes could increase significantly. With this, a medium to high temperature BTES is created. In a such system, the temperature can be up to 90-95 °C during heat supply and 60-70 °C during heat extraction.

Borehole thermal energy storage systems are especially beneficial for low-temperature heat demands as for example heating of roads, football pitches or underfloor heating. When an even higher delivered temperature is required, a ground source heat pump can be utilized. By delivering heat (kWh and heating power (kW)) directly from the boreholes to the heating system (without a heat pump) only electricity to supply a circulation pump is needed. If a heat pump is needed to further raise the temperature level for use in for example a district heating network, the electricity consumption of the heat pump becomes relatively low due to the high temperature from the thermal storage.

Experience from working with several medium to high temperature BTES systems reveals the potential of reducing the electrical power (kW) requirement during high-load hours. The technology can therefore be an important piece in the interaction between electrical and thermal energy supply, and for the energy system as a whole. Capacity challenges in the power grid and district heating grid in the largest cities can for example be relieved with energy planning and strategic placement of large borehole-based seasonal heat stores. This can also increase the security of energy supply. Since a seasonal heat storage can take care of the excess energy (sun) and heat we have in the summer, this provides good climate effects. The potential for further spread of the technology in Norway and internationally is considered to be large.

In summary, borehole thermal energy storage systems (medium-high temperature) can help:

- Reach environmental targets, including zero-emission targets
- Reduce the power load in the power grid on the coldest days in winter (less need for development of grids and transformers)
- Increase the security of energy supply

SAMMENDRAG

Et borehullsbasert sesongvarmelager (BTES) lagrer varme fra sommeren for å bruke den om vinteren. Ved å tilføre like mye varme som det tas ut, vil temperaturnivået i borehullene og berggrunnen variere rundt naturlig temperaturnivå. Dersom vi imidlertid tilfører mye mer varme de første årene, og generelt mer i sommerhalvåret de etterfølgende årene, kan temperaturen i bergvolumet øke betydelig og vi får et medium til høytemperatur sesongvarmelager. Her kan temperaturene være opp mot 90-95 °C ved opplading og 60-70 °C ved utlading. Størst utnyttelse av borehullsbaserte sesongvarmelagre er imidlertid når temperaturnivåene tilpasses lavtemperatur varmebehov som for eksempel oppvarming av veier og fotballbaner, eller gulvvarmesystemer i bygg, og/eller kombineres med varmepumpedrift. Ved å levere «frivarme» (kWh og varmeeffekt (kW)) direkte fra borehullene ut i oppvarmingssystemet (uten bruk av varmepumpe) trengs det kun strøm til en sirkulasjonspumpe. Dersom det trengs en varmepumpe for å øke temperaturnivået for å levere f.eks. til et fjernvarmenett, vil varmepumpas strømforbruk bli lavt fordi temperaturen fra lageret i utgangspunktet er høy.

Erfaringen fra å ha arbeidet med flere borehullsbaserte sesongvarmelagre med medium til høyt temperaturnivå, viser potensialet for å redusere det elektriske effektbehovet i høyt belastede timer. Teknologien med sesongvarmelagring kan derfor bli en viktig brikke i samspillet mellom elektrisk og termisk energiforsyning, og for energisystemet som helhet. For eksempel kan kapasitetsutfordringer i strømnettet og fjernvarmenettet i de største byene bli avlastet med energiplanlegging og strategisk plassering av store borehullsbaserte sesongvarmelagre. Dette kan også øke forsyningssikkerheten. Siden et sesongvarmelager kan ivareta det overskudd av energi (sol) og varme vi har om sommeren gir dette og bra klimamessige effekter. Potensialet for videre spredning av teknologien i Norge og internasjonalt vurderes å være stort.

Oppsummert ser borehullsbaserte sesongvarmelagre (middels-høytemperatur) ut til å være viktige tiltak for å:

- Nå miljømål, inkludert mål om nullutslipp
- Redusere effektbelastningen i strømnettet de kaldeste dagene om vinteren (mindre behov for utbygging av nett og trafoer)
- Øke forsyningssikkerhet i varmesystemer

INNLEDNING

Målet er at verden skal være klimanøytral i 2050 (netto null utslipp av CO_2) (Parisavtalen 2015) for å unngå at temperaturøkningen blir mer enn 1,5-2 °C i 2100. Omleggingen av energisystemet fra fossilt til fornybart gjør at alle fornybare kilder må tas i bruk. Grunnvarme og sesongvarmelagring i borehull i fjell er teknologier som blir viktige brikker i framtidas energisystem fordi de kan produsere store mengder varme og kjøling i perioder av døgnet og året hvor resten av energisystemet har kapasitetsutfordringer. Bruken av lagret varme og / eller kjøling i berggrunnen krever lite bruksstrøm for drift av varmepumper og sirkulasjonspumper, og gjør at store mengder strøm kan frigjøres til andre og mer nyttige formål. I Norge er oppvarming det største behovet, men i verden er behovet for kjøling størst og er økende på grunn av temperaturøkningene.

En potensialstudie fra 2011 (Ramstad m.fl.) viser at mesteparten av Norges varme- og kjølebehov kan dekkes med bruk av grunnvarme og varmepumpeteknologi. Siden varmebehovet i 2030 var estimert til å være ca. 53 TWh/år (milliarder kWh) i 2030, og siden ca. 70 % av varmen som leveres fra varmepumpen er hentet fra grunnen, frigjør dette ca. 37 TWh/år. Til sammenligning tilsvarer dette ca. 24% norsk kraftproduksjon i et normalår (153,2 TWh/år, NVE 2021). Lønnsomheten til grunnvarmeløsninger var god i 2011 med enhetskostnader mellom ca. 25-84 øre/kWh ekskl. mva. Lønnsomheten øker med økende pris på konkurrerende energi slik som nå i 2021 når mer av kraftsystemet består av fornybare kilder med varierende produksjon og større kraftutveksling med Europa.

Teknologien med sesongvarmelagring i borehull er en teknologi der mange energibrønner plasseres tett sammen, og til sammen utgjør et stort og kompakt bergvolum. Nedenfor gjennomgås prinsippene for grunnvarme, energibrønner og sesongvarmelagring i borehull med medium til høy temperatur. Til slutt gjennomgås noen utvalgte eksempler fra prosjekter vi jobber med.

SESONGVARMELAGRING I BOREHULL – MEDIUM TIL HØY TEMPERATUR

Energibrønner og tradisjonell grunnvarme

Energibrønner benyttes til å utveksle varme med berggrunnen og er en vanlig varmekilde i varmepumpesystemer (figur 1). Ved uttak av varme blir varmen som er lagret i omgivende berg ledet til borehullet og kollektorslangen. Den sirkulerende væsken i den lukkede kollektorssløyfen transporterer varmen til varmepumpen som henter ut varmen. Varmepumpen øker temperaturnivået fra brønnenes temperatur opp til det varmesystemet trenger, og leverer varmen ut i bygget. Størrelsen på energibrønnparke, (antall brønner og brønndybde), må tilpasses varmeleveransen fra varmepumpeanlegget i løpet av et år (kWh/år) og levert varmeffekt (kW), samt varmetekniske egenskaper (temperatur, varmeledningsevne og varmeoverføring). Det er vanlig å benytte energibrønner til å levere kjøling direkte (frikjøling) uten bruk av kjølemaskiner, men ved kun sirkulasjon av kollektorvæsken som krever svært lite strøm. Varmeutvekslingen foregår i den grunnvannsfylte delen av borehullet, og varmeledning er den dominerende mekanismen for varmeføring. Kun i sjeldne tilfeller ser vi varmeoverføring ved grunnvannsbevegelse. Når energibrønnene blir brukt enten til hovedsakelig varme- eller kjøleproduksjon, er det svært viktig at brønnene er plassert langs en linje med minimum ca. 15 m mellom hver brønn. Kortere avstand mellom brønnene vil føre til at brønnene påvirker hverandre negativt slik at potensialet for varmeproduksjon blir redusert. Tilbakelading med tilgjengelig varme eller kjøling i løpet av året bidrar til å øke brønnenes ytelse tilsvarende tilbakeført energi, og er ofte et kostnadseffektivt tiltak som øker energileveransen per meter brønn.

For å få et stabilt borehull må løsmassene over fjelloverflaten stabiliseres med et fôringsrør i stål. Den delen av borehullet som er i fast berg er normalt stabil uten behov for ekstra stabilisering. Boring i løsmasser er derfor 3-5 ganger dyrere enn boring i fast fjell. Dybde til fjell har derfor betydning for investeringskostnadene ved etablering av grunnvarme, men trenger ikke å være avgjørende. Borekostnadene har vært tilnærmet uendret de siste 20 årene. I Norge er dybde til fjell generelt lav, men kan være betydelig i enkelte områder som Trøndelag, Jæren, Drammen, Moss og i flere dalfører.

Sesongvarmelagring

Vi får et sesongvarmelager ved å tilføre varme i sommerhalvåret, og hente ut denne om vinteren når vi har varmebehov. Dette forutsetter at mange energibrønner (opptil flere tusen) blir plassert sammen i et rutenett med 4-8 meters mellomrom (figur 2). Dette er en arealeffektiv løsning som kan for eksempel bli plassert under fotballbaner, parkeringsplasser, parker mm. På sikt vil det trolig være mulig å etablere sesongvarmelagre under bygg.

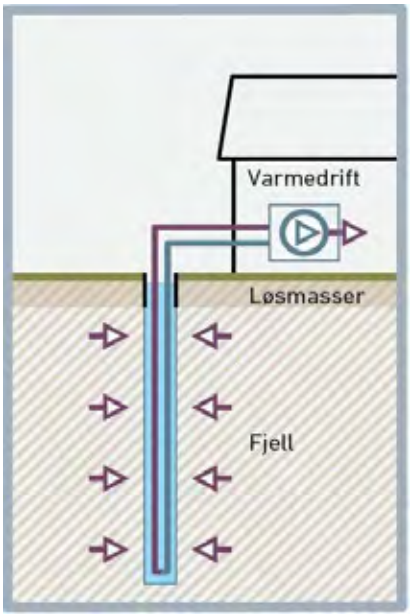
Ved å tilføre like mye varme som det tas ut, vil temperaturnivået i borehullene og berggrunnen variere rundt naturlig temperaturnivå. Dersom vi imidlertid tilfører mye mer varme de første årene, og generelt mer i sommerhalvåret de etterfølgende årene, kan temperaturen i bergvolumet øke betydelig og vi får et medium til høytemperatur sesongvarmelager som kan utnyttes til oppvarming om vinteren. Tilgjengelig varme i sommerhalvåret kan for eksempel være sol og uteluft, overskuddsvarme fra prosessindustri eller avfallsforbrenning. Oppvarmingsperioden til varmelageret må minimum være 1-2 år for å oppnå ønsket temperaturnivå. Varmeuttak i oppladingsperioden medfører noe lavere virkningsgrader, men anbefales for å starte inntjeningen og for å få verdifull driftserfaring.

I et borehullsbasert sesongvarmelager kan temperaturene være opp mot 90-95 °C ved opplading og 60-70 °C ved utlading. Temperaturnivået på tilført varme må være vesentlig høyere enn både naturlig temperatur i berggrunnen (rundt 6-9 °C i Osloområdet), og det temperaturnivået byggene trenger. Størst utnyttelse av borehullsbaserte sesongvarmelagre er når temperaturen som leveres ut fra borehullene kan være så lav som mulig. Det er svært viktig at temperaturnivåene tilpasses lavtemperatur varmebehov som for eksempel oppvarming av veier og fotballbaner, gulvvarmesystemer i bygg, og/eller kombinert med varmepumpedrift. Ved å levere «frivarme» (kWh og varmeeffekt (kW)) direkte fra borehullene ut i oppvarmingssystemet (uten bruk av varmepumpe) trengs det kun strøm til en sirkulasjonspumpe. Dersom det trengs en varmepumpe for å øke temperaturnivået for å levere f.eks. til et fjernvarmenett, vil varmepumpas strømforbruk bli lavt fordi temperaturen fra lageret i utgangspunktet er høy.

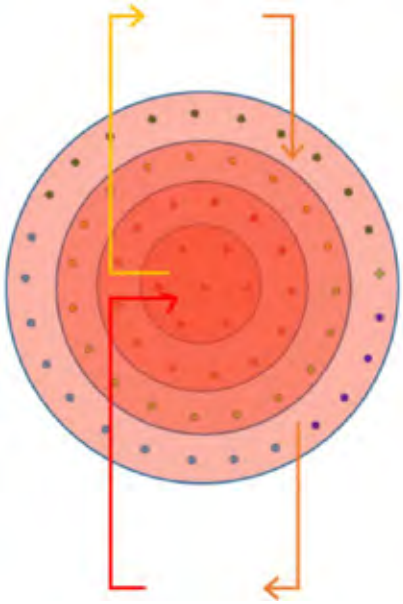
Varmelagring med høyere temperatur krever et minimum antall brønner og symmetrisk utforming for at varmetapet blir minst mulig. Det vil si at størrelsen på lageret er viktig med størst mulig varmelagervolum i forhold til overflateareal. Videre avhenger varmetapet i lagerets randsoner (sidekanter, under og over) av temperaturnivået i varmelageret. Varmetapet øker med økende temperaturnivå.

Et borehullsbasert sesongvarmelager med høyere temperaturnivå kan levere betydelige mengder varme (kWh) og varmeeffekt (kW) om vinteren, og betydelig mer enn et tradisjonelt grunnvarmeanlegg. Systemer for sesongvarmelagring i borehull kan derfor bli en viktig brikke i framtidas fleksible og fornybare energisystem der avlasting av strømnettet de kaldeste vinterdagene er essensielt. God plassering av denne type sesongvarmelagre kan bidra til å utsette og/eller redusere investeringer i strømnettet og nettstasjoner. Energiforsk (Holgersson m.fl. 2019) sitt arbeid med teknologier for termisk lagring viser at sesongvarmelagring i borehull er den teknologien som har lavest investeringskostnad per mengde lagret varme. Videre kan løsningen øke kapasiteten i et fjernvarmenett som reduserer behovet for spisslast de kaldeste vinterdagene. Spisslasten er ofte en kostbar og forurensende energikilde. Et sesongvarmelager kan dermed bidra til at fjernvarmeforsyningen blir mer klimavennlig. Reduksjonen av klimagasser avhenger av klimautslippet til varmen som blir brukt for

opplading av varmelageret, og utslippene fra den energiproduksjonen som lageret fortrenger/erstatter.



Figur 1. Prinsippskisse av en energibrønn i fjell med lukket kollektorslange (basert på NGU). Ved uttak av varme blir varmen ledet fra omgivende berg til borehullet og kollektorslangen. Borehullet er fylt med grunnvann, og den øverste delen består vanligvis av noen meter løsmasser over fast fjell.



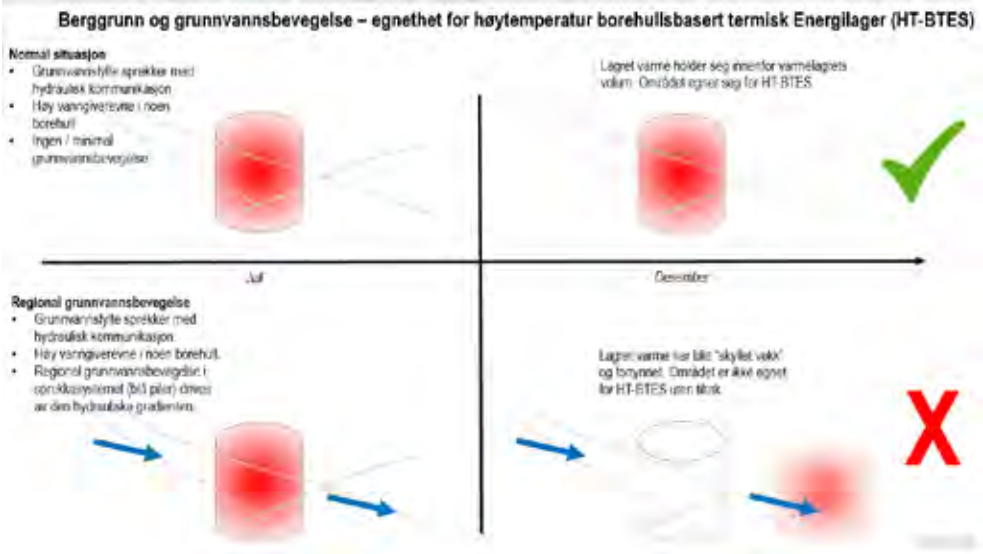
Figur 2. Prinsippskisse av sesonglagring av varme i mange borehull som står tett i tett. Temperaturen i bergvolumet øker ved å tilføre borehullene mer varme i sommerhalvåret enn det tas ut i løpet av fyringssesongen. Bergvolmet er varmest i midten av sylinderen.

GRUNNVANNSBEVEGELSE OG SESONGVARMELAGRING

Grunnvannsbevegelse i forbindelse med sesongvarmelagring er en viktig risikofaktor som må bli avklart tidlig i skisse-/forprosjektfasen. Konsekvensen av en eventuell grunnvannsbevegelse øker med økende temperaturnivå i sesongvarmelageret, samt varmemengden som skal sesonglagres.

Figur 3 viser prinsippet for mulig grunnvannsbevegelse via sprekkesystemet i berggrunnen. Grunnvannsbevegelse forutsetter at den hydrauliske gradienten er ulik null i området, det vil si hellende grunnvannsspeil. Den hydrauliske gradienten gjør at den lagrede varmen følger grunnvannets bevegelse. I slike tilfeller, anbefales strategisk pumping for å utlikne den hydrauliske gradienten i området. I en normal situasjon (øverst), er grunnvannsnivået flatt eller ingen hydraulisk gradient, og lagret varme forblir i ro. Asplan Viaks erfaring fra norske grunnvarmeprosjekter er at grunnvannsbevegelse er viktigere enn for eksempel i Sverige og andre land som har et flatere terreng. En studie av termiske responstester utført i Norge (Holmberg m.fl. 2020) tyder på at energibrønner med en påvist grunnvannsbevegelse gjerne befinner seg i områder med bratt terreng, det vil si at det er en hydraulisk gradient i området.

Det er kun hydrogeologiske og termiske undersøkelser som kan påvise en eventuell grunnvannsbevegelse i området.



Figur 3. Skisse som viser prinsippet for mulig grunnvannsbevegelse via sprekkesystemet i berggrunnen. Grunnvannsbevegelse forutsetter at den hydrauliske gradienten er ulik null i området, det vil si hellende grunnvannsspeil som gjør at lagret varme flytter seg med grunnvannet. I en normal situasjon (øverst) er grunnvannsnivået flatt med ingen / minimal hydraulisk gradient, og lagret varme forblir i ro.

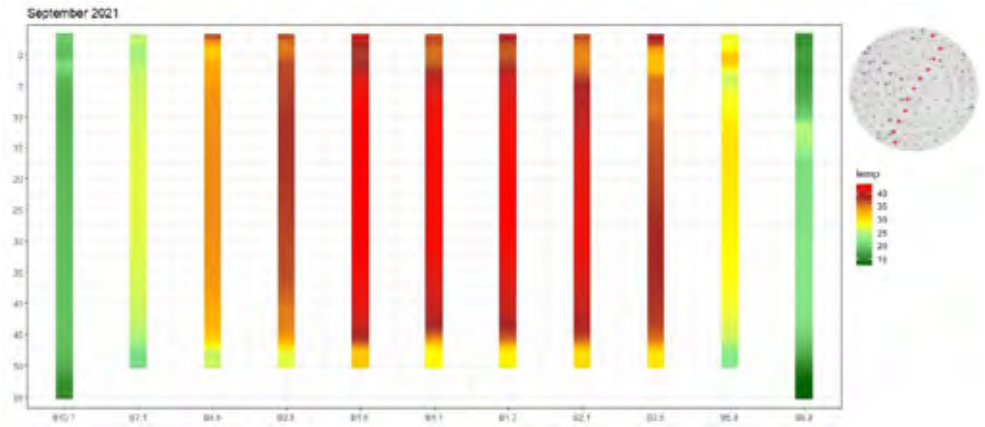
EKSEMPLER PÅ ANELGG

GeoTermos på Fjell skole i Drammen

Et eksempel på et sesongvarmelager er GeoTermos ved Fjell skole i Drammen (figur 4). Ved Fjell skole høstes solenergi, varme fra uteluft og overskuddsvarme som lader et varmelager med 100 energibrønner á 50 meters dybde (Ramstad m.fl. 2017 og Drammen kommune 2021). Om vinteren blir varmen brukt direkte til oppvarming. Fjell skole har et lavtemperatur gulvvarmesystem som gir oppvarming ved lave temperaturnivåer, og dette er svært viktig for at konseptet skal lykkes. Oppladingen av brønnene startet våren 2020, og lageret starter å levere varme høsten 2021. Planen er å levere ca. 350 000 kWh/år og da trengs det å lade ca. 6-700 000 kWh/år med en temperatur på ca. 50-60 °C.

Figur 5 viser temperaturprofilene i 11 av de 100 energibrønnene i GeoTermos målt etter andre ladesesong i september 2021. Brønnene gir et diagonalt og vertikalt snitt av temperaturnivåene i bergvolumet. Temperaturen er over 40 °C i midten og ca. 20 °C i ytterkantene. Temperaturmålingene er gjort med fiberoptisk kabel og lasermåling (DTS – distributed sensing). Målingene er ikke kalibrert, men gir likevel et godt bilde av temperaturutviklingen i lageret.

Figur 4. GeoTermos i Drammen. Bildet til venstre viser brønntopper og rørsystemet til brønnene, mens bildet til høyre viser at det samme området nå er parkeringsplass.



Figur 5. Temperaturprofiler for 11 av de 100 energibrønnene i GeoTermos på Fjell skole i Drammen målt i september 2021 etter 2. ladesesong. Brønnene gir et diagonalt og vertikalt snitt av temperaturnivåene i bergvolumet. I midten er temperaturen over 40 °C og ca. 20 °C i ytterkantene.

Kolbotn IL – løsning for oppvarming av fotballbaner

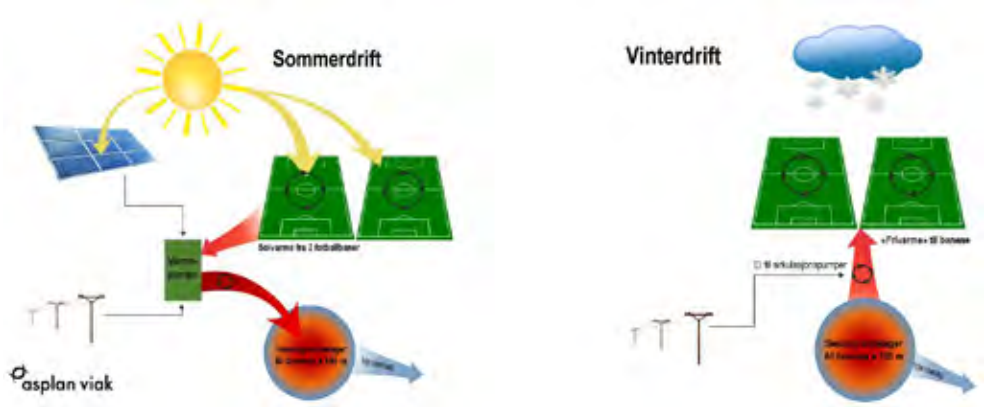
Asplan Viak har gjort beregninger og utviklet konseptet for oppvarming av kunstgressbaner til Kolbotn IL (KIL) sammen med Båsum Boring AS og Eptec AS. Kolbotn IL har fått investeringsstøtte fra Enova og starter byggingen av den innovative varmeløsningen høsten 2021. Varmeløsningen har blitt utredet i konseptstudiet «Solenergi + sesongvarmelagring i borehull = sant!» og er beskrevet i sluttrapporten til Enova (Ramstad m.fl. 2021).

Hovedelementer i løsningen:

- Etablering av et sesongvarmelager med energibrønner plassert i en sylinderform.
- I sommerhalvåret blir banedekkene brukt som en bakkesolfanger. En varmepumpe (delvis drevet med solcellestrøm) løfter temperaturen i banedekket for lading av energibrønnene i sesongvarmelageret ved et høyere temperaturnivå.

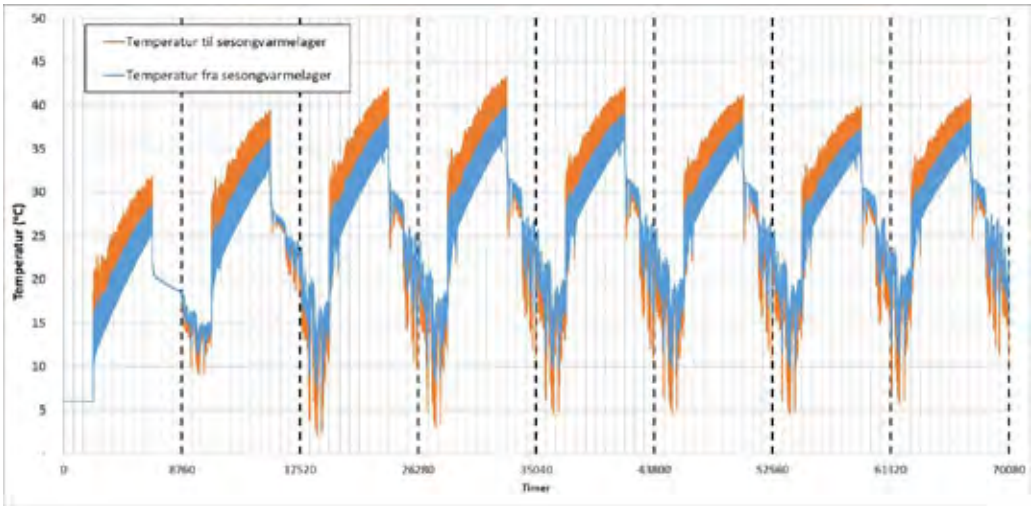
- Om vinteren blir varmen levert som «frivarme» til banene, det vil si kun sirkulasjon uten bruk av varmepumpe.
- Banene er godt egnet for lavtemperatur oppvarming.

Figur 6 viser prinsippene for varmeløsningene der banedekkene blir brukt som solfanger i sommerhalvåret. En varmepumpe hever temperaturnivået i varmelageret (60 brønner á 100 meter) ytterligere. Om vinteren sirkulerer den lagrede varmen tilbake (uten bruk av varmepumpe) slik at banedekkene holdes myke og spillbare.



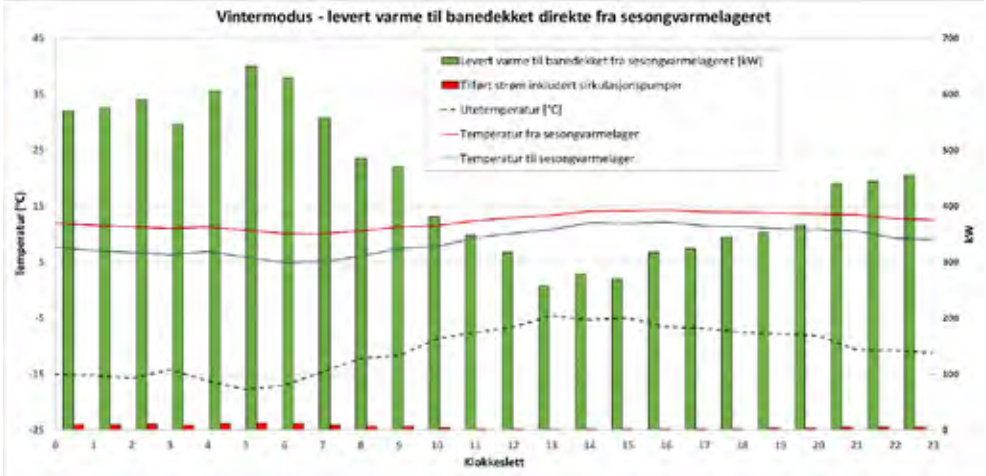
Figur 6. Banedekkene blir brukt som solfanger i sommerhalvåret. En varmepumpe øker temperaturnivået i varmelageret (60 brønner á 100 meter) ytterligere. Om vinteren sirkulerer den lagrede varmen tilbake (uten bruk av varmepumpe) slik at banedekkene holdes myke og spillbare (Enova 2021).

Beregningene av ytelsen til banedekkene som bakkesolfanger av anlegget på Kolbotn er basert på erfaringstallene fra bakkesolfangeren i skolegården på Ljan skole i Oslo. Dimensjoneringen av sesongvarmelageret er gjort med programvaren TRNSYS. Kurvene i figur 7 viser temperaturnivåene (tur og returtemperatur fra brønnene) de første 8 årene ved opplading og ved varmeleveranse. De første årene må sesongvarmelageret bli ladet opp med mer varme enn de etterfølgende årene etter at likevekt mellom ladet varme, varmeuttak og tap til omgivelsene er oppnådd. Hensikten med oppladingen er å oppnå ønsket temperaturnivå for direkte levering av varme ut i banedekkene om vinteren. For å redusere varmetapet oppover vil lageret bli isolert.



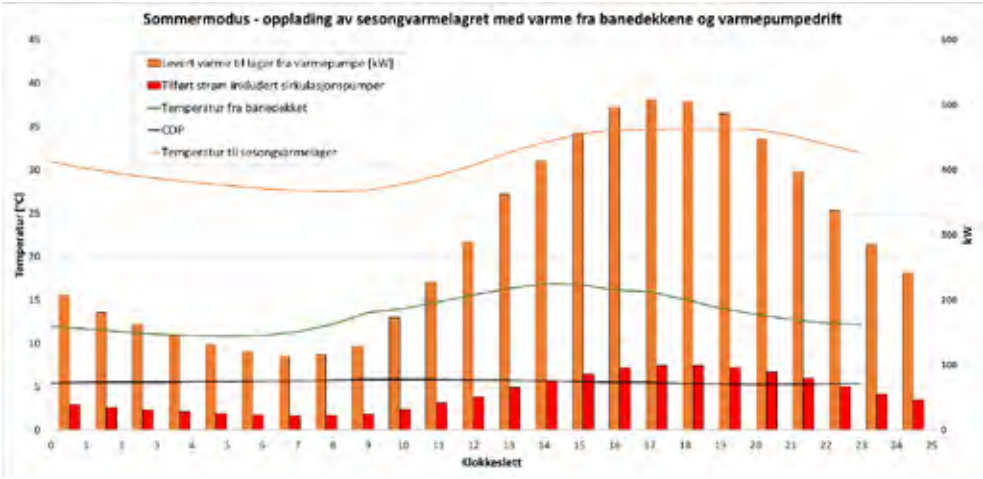
Figur 7. Dimensjonering av det borehullsbaserte sesongvarmelageret på Kolbotn er gjort med programvaren TRNSYS. Kurvene viser temperaturnivåene (tur og returtemperatur fra brønnene) ved opplading og ved varmeleveranse. Første året må sesongvarmelageret bli ladet opp med mer varme enn etterfølgende år. Hensikten er å oppnå ønsket temperaturnivå for direkte levering av varme ut i banedekkene om vinteren.

Figur 8 viser vintermodus med utlading av sesongvarmelageret til oppvarming av banedekkene et nokså kaldt/varierende døgn mot slutten av vintersesongen i mars. Søylene viser henholdsvis levert varmeeffekt fra lageret (grønn) og tilført strømeffekt (rød) for brønnparkens sirkulasjonspumpe. Dette døgnet leverer energibrønnene i sesongvarmelageret en temperatur ut til direkte oppvarming av banedekket på mellom ca. 10-14 °C. Temperaturen tilbake til varmelageret er mellom 2-5 °Clavere avhengig av levert varmeeffekt.



Figur 8. Vintermodus med utlading av sesongvarmelageret til oppvarming av banedekkene et nokså kaldt/varierende døgn mot slutten av vintersesongen i mars. Søylene viser henholdsvis levert varmeeffekt fra lageret (grønn) og tilført strømeffekt (rød) for brønnparkens sirkulasjonspumpe.

Figur 9 viser sommermodus med opplading av sesongvarmelageret et døgn i mai. Søylene viser henholdsvis levert varmeeffekt til lageret (oransje) og tilført strømeffekt (røde) for kompressordrift til varmepumpen som høster varme fra banedekkene. Det er helt avgjørende for systemet å bruke varmepumpen for opplading av sesongvarmelageret. På denne måten blir borehullene blir tilført nok energi slik at temperaturnivået i bergvolumet blir høyt nok til at banedekket kan bli oppvarmet direkte / frivarmet om vinteren.



Figur 9. Sommermodus med opplading av sesongvarmelageret et døgn i mai. Søylene viser henholdsvis levert varmeeffekt til lageret (oransje) og tilført strømeffekt (røde) for kompressordrift til varmepumpen som høster varme fra banedekkene

.

Nyhavna i Trondheim

Arbeidet med det borehullsbaserte sesongvarmelageret i Trondheim er en del av et pågående konseptutredningsarbeid. I tillegg er det gjort egne forundersøkelser i to testborehull med termisk responstest og enkle pumpetester som viser lovende resultater. Utbyggingsområdet på Nyhavna (ca. 350 000 m^2) har et mål om å oppnå nullutslipp, og sesongvarmelagring er et av mange temaer som utredes. Resultatene viser at sesonglagring av varme i borehull (figur 10 og figur 11) kan levere tilnærmet hele varmebehovet direkte (uten bruk av varmepumpe) fra varmelageret til Nyhavna. Løsningen forutsetter at varmelageret blir ladet opp med overskuddsvarmen fra avfallsforbrenningen på Heimdal som ellers ville gått tapt, eller med bruk av annen tilgjengelig spillvarme/rimelig energi. Dette kan bli en lokal løsning som reduserer behovet for tilført energi og varmeeffekt til området i tider på døgnet og året når det kan være kapasitetsproblemer i strøm og fjernvarmeforsyningen i området / byen. Tiltaket med sesonglagring av varme på Nyhavna kan derfor være en god måte å redusere belastningen på øvrig energiforsyning og energisystemet som helhet, samt redusere klimagassutslippene i området og i byen.

I tillegg til å levere varme til Nyhavna, er det gjort beregninger på et større sesongvarmelager som også kan levere varme inn i fjernvarmenettet. Kombinert med en sjøvannsvarmepumpe som øker temperaturen til fjernvarmetemperatur, kan varmelageret

levere betydelige mengder ut i fjernvarmenettet gjennom vinteren inkludert de kaldeste dagene.

Figur 10. Lading av borehullene i sesongvarmelageret med overskuddsvarme fra avfallsforbrenningen på Heimdal om sommeren.

Figur 11. Uttak av varme fra sesongvarmelagret om vinteren for direkte oppvarming av byggene på Nyhavna. Et oppskalert lager kan supplere fjernvarmettet utenfor Nyhavna med varme om vinteren.

Forundersøkelser i Longyearbyen

Longyearbyen lokalstyre har utført forundersøkelser med boring av et 200 meter dypt testborehull (figur 12) og det er utført en termisk responstest (figur 13) i dette testborehullet. Hensikten var å teste bergets borbarhet, vurdere fare for ras i borehullet og måle de varmetekniske egenskapene i grunnen. Arbeidet er gjort i samarbeid med masterstudenter på UNIS og NTNU. Boringen var vellykket, og de varmetekniske egenskapene er som forventet. Det er realistisk å få etablert et middels-høytemperatur borehullsbasert sesongvarmelager i Longyearbyen som en del av en fullstendig fornybar energiløsning med blant annet sol, vind og elektriske batterier. Dette kan bli et borehullsbasert sesongvarmelager med ca. 500 borehull der varme på 80-90 °C og til sammen 40-50 GWh/år skal sesonglagres. Et eventuelt sesongvarmelager vil bli kombinert med en varmepumpe for å levere varme ut i fjernvarmenettet på samme måte som på Nyhavna. Testborehullet viste at permafrosten nådde ned til 160 meters dybde. Ved etablering av et borehullsbasert sesongvarmelager vil permafrosten inne i lageret tine opp. Derfor er det en fordel å etablere brønnparken i et område med fjell i dagen slik at man unngår ustabile løsmasser samtidig som avstanden til fjernvarmenettet er kort.

Figur 12. Boring av testbrønn for termisk responstest utenfor Longyearbyen. Foto Rasmus Bøckmann, artikkel Teknisk Ukeblad (2021)

Figur 13. Gjennomføring av termisk responstest utenfor Longyearbyen.

KILDER

Drammen kommune (2020a): Miljøpris for GeoTermos. Nyhetssak på Drammen kommune sine nettsider, publisert 10.11.2020.

Enova (2021): Prosjektside Solenergi + sesongvarmelagring i borehull = sant.

Holgersson J., Räftegård O., Gunsasekara S.N og Scharff R. (2019): Teknoekonomisk jämförelse av olika tekniker för termiske lager i fjärnvärmenät. Rapport 2019:598, utgitt av Energiforsk og prosjektet Termiska energilager, 132 sider, ISBN 978-91-7673-598-5.

Holmberg H, Ramstad R.K og Riise M.H (2020): Improved knowledge on water bearing fractures and groundwater flow using ground source investigations. World Geothermal Congress.

NVE (2021): Kraftproduksjon - NVE. Nettartikkel publisert 1.7.2021.

TU (2021). Vil bygge gigantisk geotermos på Svalbard - Tu.no. Nettartikkel publisert 24. mars.

Ramstad RK, Holmberg H, Bugge L og Riise MH (2017): Sluttrapport Fjell2020 konseptutredning miljøløsninger. Drammen Eiendom KF. 28 sider. Asplan Viak rapport.

Ramstad RK, Holmberg H, Fossbakken M., Bugge L., Engdahl E. og Hanstad N. (2021): Konseptutredning: Solenergi + sesongvarmelagring i borehull = sant! Sluttrapport Enova, 22 sider.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Arbeidstider i bransjen, Norsk Arbeidsmandsforbunds rolle og erfaringer
Working hours in the construction industry, the Norwegian Union of general Workers' role and experiences

Johnny Myrvold, Anleggskoordinator, Norsk Arbeidsmandsforbund

SAMMENDRAG

Norsk Arbeidsmandsforbund er det LO – forbundet som organiserer arbeidere innen anleggsfagene og forbundet har i dag to store tariffavtaler innen dette området. Overenskomst for Private Anlegg med BNL (NHO) som motpart og Anleggsoverenskomsten for maskinbedrifter med MEF som motpart.
Forbundet har i alle år vært opptatt av arbeidstid og var aktive under arbeidet med å fjerne nattarbeid på tunnelarbeid (tre skift), senke arbeidstiden for tunnelarbeid/underjordsarbeid og under arbeidet med nedsettelse av den generelle arbeidstiden i Norge i 1987, for bedrifter med tariffavtaler.

Etter hvert ble det i flere anleggsbedrifter drøftet forskjellige muligheter for innarbeidings - ordninger. Litt etter modell fra Offshore/Nordsjøen.
Bedriftene ønsket å ta vare på god kompetanse og de ansatte ønsket seg en bedre balanse av jobb og fritid med familien. Forbundet var tidlig med på å prøve ut forskjellige former for ordninger. Samtidig ble også Arbeidsmiljøloven videreutviklet på dette området og etter hvert ble det vedtatt at «fagforeninger med innstillingsrett» med over 10.000 medlemmer kunne inngå tariffavtaler om å dispensere fra de fleste kapitlene om arbeidstid i Arbeidsmiljøloven. Dette ble i første omgang gjort av LO sentralt, men ble etter hvert delegert til de største Fagforbundene. Norsk Arbeidsmandsforbund er ett av disse forbundene og vi godkjenner nå innpå 1000 avtaler pr. år. – Dette betyr at nærmest alt anleggsarbeid går på en eller annen form for innarbeidingsordninger, med lange skift som avspaseres i ettertid. Jeg skal i innlegget mitt komme litt nærmere inn på dette og ikke minst våre bekymringer på at det jobbes mer og mer av døgnets 24 timer.

- Ønsker vi en bransje som må drives 24 – 7?
- (Hvorfor) Må nye tunneler drives på natten?

SUMMARY

The Norwegian Union of General Workers is the union in LO that organizes workers in the construction trades and the union currently has two major collective agreements in this area. The Collective Agreement for Private Construction Sites with BNL (NHO) as counterparty and the Construction Agreement for Machine Companies with MEF as counterparty.
The union has in all years been concerned with working hours and was active during the work of removing night work on tunnel works (three shifts), reducing working hours for tunnel work / underground work and during the work of reducing the general working hours, for companies with collective agreements in Norway in 1987.

Gradually, different possibilities for incorporation schemes were discussed in several construction companies. Slightly by model from Offshore / North Sea.
The companies wanted to take care of good competence and the employees wanted a better balance of work and leisure with the family. Our union was early involved in trying out different types of schemes. At the same time, the Working Environment Act was further developed in this area and it was gradually decided that «trade unions with the right to nominate" with more than 10,000 members could enter into collective agreements to dispense with most chapters on working hours in the Working Environment Act. This was initially done by LO but was eventually delegated to the largest unions. The Norwegian Union of General Workers is one of these unions and we now approve up to 1000 agreements per. Year!
- This means that almost all construction work goes on some form of incorporation schemes with long shifts that are taken off afterwards. In my presentation, I will get more into this and not least on our concerns that more and more work is done 24 hours a day.

- Do we want an industry that must be run 24 - 7?
- (Why) Do new tunnels have to be operated at night?

Resten av manuset og en presentasjon vil bli tilgjengelig på forbundets hjemmeside
The rest of the script and a presentation will be available on our union's website

https://arbeidsmandsforbundet.no

TUNNELBYGGETID 2021

Jarl Åge Haugan, sjefingeniør, Statens vegvesen, Divisjon utbygging

Amund Bruland, professor, NTNU, Institutt for bygg- og miljøteknikk

Sammendrag

På bakgrunn av stort konfliktnivå omkring byggetid i samferdselstunneler, har bransjen i felleskap utviklet en modell for beregning og regulering av tunnelbyggetid, delvis basert på gjeldende ekvivalentidssystem. Modell versjon 1.0 vil nå bli tatt i bruk av Statens vegvesen.

Summary

Based on several conflicts related to tunnel construction time in the Norwegian tunneling industry, a model for estimation and adjustment of construction time in tunnelling contracts has been developed through a collaboration in the industry. The model is partly based on the existing equivalent time system applied in Norwegian tunnelling contracts for decades. Version 1.0 of the model is recently implemented by the Norwegian Public Roads Administration.

Innledning

Grunnet et høyt konfliktnivå rundt avsatt byggetid og ekvivalentids-systemets funksjon i kontrakter, så bransjen behov for å gjøre tiltak. Entreprenørforeningen - Bygg og Anlegg (EBA) og Statens vegvesen ble i mars 2018 enige om å utforme et mandat for å utvikle en bransjeomforent modell for byggetid i vegtunnel.

«Partene ble enige om at modellen skal gjelde for fastsettelse av tid til driving, sikring, vann/frost og vegbane, frem til oppstart for elektroarbeider. Modellen skal ivareta det grunnleggende prinsippet om at byggherren har risikoen for grunnforholdene, og modellen skal brukes i alle konkurransegrunnlag for Statens vegvesen.

Den samlede tunnelbransjen i Norge har den erfaring og kunnskap som er nødvendig for å kunne lage en slik modell.

EBA og Statens vegvesen skal i felleskap sette sammen og styre en tverrfaglig gruppe.

EBA tar ansvar for igangsetting og framdrift av prosjektet.»

Partene ble enige om å sette sammen en arbeidsgruppe med et mandat.

Arbeidsgruppens mandat

«*Gruppen skal utforme et forslag til en modell for tidsplanlegging under usikkerhet for tunnelaktiviteter. Gruppen må ta hensyn til at modellen skal ha overføringsverdi til andre fagområder på samferdsels-prosjekter utover tunnelaktiviteter.*

Modellen skal bygge på realistiske erfaringstall og skal legge til rette for at det kan gjøres en skjønnsmessig vurdering på den enkelte kontrakt.

Det er en forutsetning at ekvivalenttidsregnskapet skal bestå som verktøy for regulering av tidsfrister for tunnelarbeider etter at kontrakt er inngått.»

Arbeidsgruppens deltakere

Utfra et oppstartsmøte med deltakere fra store deler av bransjen, ble det etablert en arbeidsgruppe som består av:

Stein Bjøru, Veidekke

Ruth G. Haug (tidligere Fornebubanen)

Jarl Åge Haugan, Statens vegvesen

Anne Kathrine Kalager, Bane NOR

Åge Lien, NCC

Kari Charlotte Sellgren, Nye Veier

Arne Aakre, EBA

Amund Bruland, NTNU, gruppens fasilitator

I tillegg har Bever Control, Arbeidsmandsforbundet og master-/bachelorstudenter ved NTNU bidratt.

Arbeidsgruppens avgrensing av oppgaven

Arbeidsgruppen har valgt å dele inn tunnelbyggetid i fire faser:

- forberedende arbeider
- driving og sikring
- vann/frost/kjøreveg
- elektro/tekniske installasjoner.

Arbeidsgruppen har hittil i hovedsak arbeidet med driving og sikring, dvs. at den foreliggende modellen starter med første tunnelsalve og gå fram til gjennomslag.

Rammeverk for modellen

Arbeidsgruppen anså det som nødvendig å sette rammer for modellens drivefase, de viktigste er:

- Kapasiteter og ekvivalenttider i modellen er relatert til en arbeidstid på 101 h/uke. Bakgrunnen for dette er at det er rådende praksis i bransjen med arbeidstid på 101 h/uke, samt at datagrunnlaget for utarbeidelse av kapasitetene og ekvivalentidene i all hovedsak er hentet fra prosjekter gjennomført med 101 h/uke.

- Endret ukentlig arbeidstid som følge av ytre restriksjoner (f.eks. skytetid, støyende arbeider eller annet) som vil ha innvirkning på kapasiteter og ekvivalenttider, skal håndteres og beskrives i modellen.

- Modellen forutsetter sikring på stuff, med liten grad av sikring bak stuff. Dette medfører at all sikring som blir medtatt i konkurransegrunnlaget medregnes i byggetiden.

- Systemet skal ivareta ulike byggherrers preferanser/praksis. Eksempelvis gjelder dette ulik oppgjørsform for stabilitetssikring og praktisering av HMS relatert regelverk.

- Byggetiden reguleres ved økning i mengder basert på omforent beregningsmodell – kjent som ekvivalenttidsmodellen. Byggetiden reduseres ikke ved reduserte mengder.

- Endring i byggetid skjer fra første mengdeøkning, dvs. uten «bunnfradrag» (entreprenørrisiko). Tidligere praksis ga et bunnfradrag som kunne variere med kontraktens varighet, eksempelvis kunne dette være en uke pr. halvår som var avsatt til tunneldriving.

- Framtidig oppdatering av kapasiteter og ekvivalenttider gjøres av bransjen i fellesskap, gjerne med involvering av «nøytral» part. Hensikten er å skape forutsigbarhet i bransjen.

Modellen vil ikke være førende for den praktiske gjennomføringen av kontrakten, f.eks. entreprenørens valgte driftsopplegg.

Status for modellen

- Statens vegvesen har besluttet at modellen skal implementeres i sine kontrakter. Maler og interne dokumenter er oppdatert i samsvar med modellen.
- Versjon 1.0 av modellen for drivefasen av vegtunneler er tatt i bruk.
- Modellen er testet på et stort antall tunneler, både tidligere utførte og planlagte prosjekter. Resultatene er gode både i forhold til byggetid og brukervennlighet av modellen.
- Modellen med veileder ligger åpent tilgjengelig på EBAs hjemmeside for nedlasting.
- Arbeidsgruppen vil fortsette arbeidet med videre implementering av de øvrige tunnelaktivitetene i modellen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Bærum Ressursbank – etablere ny praksis for gjenbruk av stein og masser

Bærum Ressursbank - establishing new practices for circularity of stone and rock resources in, and between, different infrastructure projects within a region

Ingeborg Briseid Kraft, Bærum kommune og Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult
ingeborg.kraft@baerum.kommune.no kjersti.kvalheim.dunham@norconsult.com

SAMMENDRAG:
Bærum Ressursbank skal bidra til mest mulig ombruk, gjenvinning og nyttiggjøring av overskuddsmasser fra bygge- og infrastrukturprosjekter i regionen.
Formålet med Bærum Ressursbank er at overskudd av masser - som stein, betong og asfalt - blir sett på som en ressurs som har en verdi, fremfor å bli behandlet som avfall. Stein er en ikke-fornybar ressurs som er det er klimaklokt å gjenbruke.

Utbyggingen av Ringeriksbanen, E16, E18, Fornebubanen, ny vannforsyning til Oslo og nytt vannverk i Asker og Bærum fører til et stort overskudd av masser. I prosjektet Bærum Ressursbank er det laget en felles oversikt over massene fra alle de nevnte utbyggingsprosjektene i regionen. I perioden 2020–2030 vil det bli tatt ut rundt 25 millioner kubikkmeter med stein. Det tilsvarer 1 043 000 lastebillass, der en stor andel vil transporteres gjennom Bærum. Med en bærekraftig massehåndtering vil massene gjenbrukes, i og mellom prosjekter, fremfor å kjøres til et deponi.

SUMMARY IN ENGLISH:
Bærum Ressursbank shall contribute to the greatest possible reuse, recycling and utilization of surplus masses from construction and infrastructure projects in the region.
The purpose of Bærum Ressursbank is that surpluses from masses - such as stone, concrete and asphalt - are seen as a resource that has a value, rather than being treated as waste. Stone is a non-renewable resource that is climate wise to reuse.

The development of the Ringeriksbanen, E16, E18, Fornebubanen, new water supply to Oslo and a new waterworks in Asker and Bærum leads to a large surplus of masses. In the Bærum Resource Bank project, a joint overview has been made of the masses from all the mentioned development projects in the region. In the period 2020–2030, around 25 million cubic meters of rock will be excavated. This corresponds to 1043,000 trucks, of which a large proportion will be transported through Bærum. With sustainable mass handling, the masses will be reused, in and between projects, rather than being driven off to a landfill.

BAKGRUNN FOR PROSJEKTET

Bærum Ressursbank er et prosjekt som arbeider for mest mulig ombruk, gjenvinning og nyttiggjøring av overskuddsmasser (stein, jord, betong, asfalt m.m.) fra bygge- og infrastrukturprosjekter i regionen. Utbyggingen av Ringeriksbanen, E16, E18, Fornebubanen, ny vannforsyning til Oslo og nytt vannverk i Asker og Bærum genererer store overskudd av masser.

Formålet med Bærum Ressursbank er at disse overskuddsmassene skal bli sett på som en ressurs som har en verdi som kan bli gjenbrukt eller gjenvunnet, fremfor å bli behandlet som avfall. Gjenbruk av steinmasser bør bli et naturlig førstevalg for byggherrer og entreprenører. Selv om vi har mye stein i Norge, er dette en ikke-fornybar ressurs, og er en mangelvare i mange land.

ERFARINGER

Ved gjennomføring av prosjektet Bærum Ressursbank har vi lært mye om bærekraftig massehåndtering. Her ønsker vi å dele vår kunnskap med andre som sitter med lignende utfordringer.

Viktige prinsipper for bærekraftig massehåndtering

- Tidlig involvering av alle aktører og myndigheter som har noe med massehåndtering å gjøre. Disse prosessene trenger å modnes og det tar tid.
- Skape gode arenaer for samhandling og samarbeid. Samarbeid mellom prosjekter som har masseoverskudd/masseunderskudd vil ofte gi god ressursutnyttelse.
- Få oversikt over massemengder, kvaliteter og lokalisering av disse i både tid og rom tidlig for å få oversikt over omfanget. Optimere massebalanse.
- Sørge for å avsette/regulere nok arealer til gjenvinning, lagring og utfylling til nyttig formål så tidlig som mulig. Dette er tidkrevende prosesser. Ansvaret for dette ligger både på utbyggere og på regionale og kommunale planmyndigheter.
- For å oppnå optimal masseutnyttelse kreves et stort fokus på massenes kvalitet. Masser av forskjellig kvalitet må håndteres som separate fraksjoner, spesielt overskuddstein. Det vil også være viktig å få mest mulig informasjon om steinkvalitet så tidlig som mulig. Dette krever ofte at det gjennomføres relativt omfattende geologiske undersøkelser allerede i prosjekteringsfasen i utbyggingsprosjektene.
- Da transportavstand ofte gir et stort utslag på de gjenvunne massenes klimaavtrykk vil det være viktig å fokusere på plasseringen av mottaksanlegg i forhold til hvor massene tas ut og hvor de skal brukes. Massene bør håndteres mest mulig kortreist.
- Økt bruk av fraviksøknader fra standarder og håndbøker, når det er hensiktsmessig.
- Stille konkrete krav til god massehåndtering fra både byggherrer, kommuner og regionale myndigheter.

EKSEMPLER PÅ KRAV SOM KAN STILLES TIL GOD MASSEHÅNDTERING

Kommuner:

- Krav til massehåndteringsplaner, helst ved regulering knyttet til utbyggingsprosjekter, men senest som en del av byggesaken.

Byggherrer:

- Krav til god massehåndtering i konkurransegrunnlag ved kontrahering av både rådgivere og entreprenører.

- Evaluering på prosjektspesifikk massehåndteringsplan ved kontrahering av entreprenør.
- Spesifikke evalueringskriterier kan da være (i prioritert rekkefølge):
    a. gjenvinningsgrad av masser internt i prosjektet
    b. gjenvinningsgrad for masser som det ikke er bruk for i prosjektet (til bruk i andre prosjekter eller ved levering på gjenvinningsanlegg)
    c. grad av bruk av gjenvunne materialer som erstatning for jomfruelige byggeråstoffer (f.eks. bruk av knust betong som erstatning for pukk)
- Gi entreprenøren fratrekk i tilbudssummen dersom en gjenvinningsgrad på xx % (må være prosjektspesifikt) oppnås og dokumenteres gjennom en massehåndteringsplan.
- Det bør i størst mulig grad stilles funksjonskrav og ikke spesifikke krav til materialene som brukes. Da gis entreprenøren spillerom til å være kreative rundt bruk av de masser som er tilgjengelige.
- Generelle føringer/krav om høy bruk av gjenvunne materialer og eventuelt krav til begrunnelse om disse velges bort.

MASSEHÅNDTERINGSPLANER

En massehåndteringsplan bør ta utgangspunkt i ressurspyramiden hvor løsninger for å minimere masseoverskuddet eller gjenvinning bør prefereres foran deponeringsløsninger.

Figur 1 Ressurspyramide utviklet av Rogaland fylkeskommune

Det finnes ingen mal på hva massehåndteringsplaner skal inneholde, men nedenfor foreslås noen punkter som bør vurderes og omtales i planen:

1. Masseoversikt fordelt på massetyper, volumer, tid og sted (både med tanke på det som genereres og der det er behov)
2. Beskrivelse av hva de forskjellige massetypene brukes til, hvor og hvordan. Her bør også behovet for fraviksøknader vurderes. Massebalanse bør etterstrebes og dokumenteres.
3. Beskrivelse av hvilke behov det er for prosessering av massene, inkl. metoder, arealbehov og omfang.

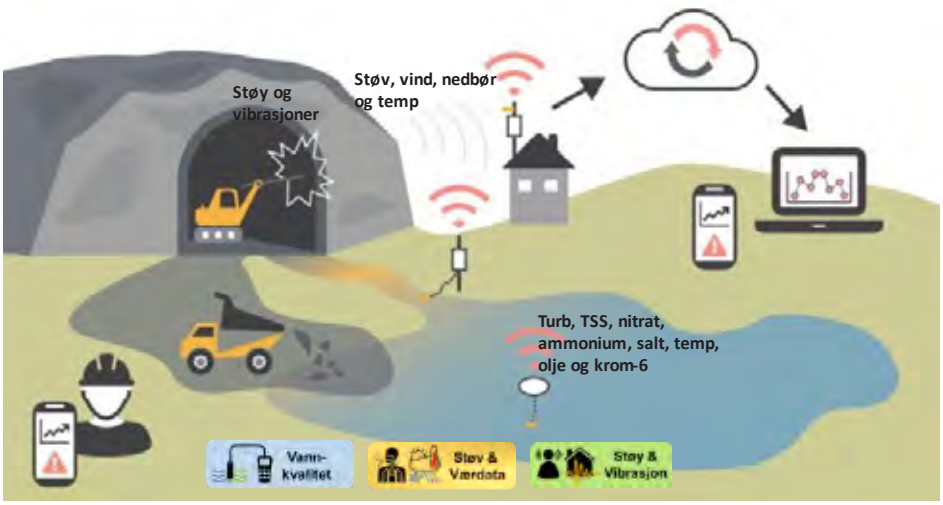
4. Beskrivelse av behov for mellomlagring, inkl. plassering, arealbehov og omfang. Mest mulige kortreist plassering er foretrukket.
5. Vurdering av om det er andre tilgrensende prosjekter som kan ha nytte av overskuddsmasser som ikke kan håndteres innenfor eget prosjekt. Omfang, massetyper og tidsrom for dette behovet må beskrives for å se om det sammenfaller med masseoverskuddet og fremdriften i eget prosjekt.
6. Beskrivelse av masseflytting og logistikken for denne (faseplaner)
7. Økonomiske, klima- og ressursmessige vurderinger av den foreslåtte massehåndteringen er en fordel å gjennomføre

Bærum ressursbank har startet flere underprosjekter, bl.a. «Sanntidsmålinger» og «Markedssystemet».

SANNTIDSMÅLINGER

Et av disse prosjektene er et innovasjonsprosjekt for sanntidsmåling av miljødata for å iverksette tiltak i tide og unngå forurensing fra byggeprosjekter og mellomlagring av masser. Massehåndtering og anleggsvirksomhet kan gi negative miljøeffekter, noe som utløser behov for god overvåking og oppfølging. Tradisjonelt har miljømålinger vært basert på manuelt arbeid, innsending av prøver til laboratorium og rapportering fra konsulent. Dette medfører et stort etterslep fra prøvene tas til resultatene foreligger.

Det er inngått avtale om innovasjonspartnerskap mellom Bærum kommune og NGI med målsetning om å utvikle en komplett helhetlig systemløsning (tjenesteløsning) som samler data fra alle nødvendige sensorer/måleutstyr i et felles system, og at løsningen i tillegg er fleksibel og kan koble til et bredt spekter av sensorer/måleutstyr på et senere tidspunkt. Dataene kobles opp mot en IT-plattform og vises i et dashboard i sanntid. Løsningen er testet gjennom en pilot i perioden mars til oktober 2021. Samtidig går et parallelt innovasjonsløp ut 2022 med utvikling av sensorer som ikke finnes kommersielt tilgjengelig i markedet per i dag.



Figur 2 Sanntidsmålingssystemet, prinsippskisse. Kilde NGI for Bærum Ressursbank

Den helhetlige løsningen forventes å ha stor nytteverdi for byggherrer og offentlige myndigheter bl.a. gjennom:

- Varsling om overskridelser av grenseverdier i sanntid gir mulighet for rask iverksettelse av tiltak og dermed redusert omfang av uønskede miljøbelastninger
- Bedre oversikt over miljøeffekter gjennom systematisk samling av ulike data med kontinuerlige tidsserier
- Spare tid i miljøovervåkningen gjennom at data systematiseres, samles og visualiseres på ett sted
- Økt mulighet for senere analyse og dokumentasjon

Figur 3 NGI installerer og drifter hele systemet fra sensorer til dashboard. Kilde: NGI for Bærum Ressursbank

Kontaktperson for dette delprosjektet er
Lars Været: lars.vaeret@norconsult.com Tlf: 41508486.

MARKEDSSYSTEMET

I forbindelse med samferdselsutbygging og andre anleggsarbeider oppstår det store mengder overskuddsmasser av ikke-forurenset jord, stein, betong og asfalt. I dag nyttiggjøres overskuddsmassene i liten grad, og praksisen er preget av uttak av nye masser og deponering. Dette innebærer ofte lange transportveier for massene som fører til store klimautslipp og negative effekter på lokalmiljø.

Bærum kommune, gjennom Bærum Ressursbank, ønsker å utvikle et markedssystem som skal gjøre det enklere å utnytte verdien av overskuddsmasser lokalt, i første omgang med fokus på steinmasser. Markedssystemet skal legge til rette for enklere, tettere og smarte samarbeid mellom bransjeaktørene og nærliggende prosjekter. I tillegg skal markedssystemet bidra til å skape nødvendig forutsigbarhet, transparens og standardisering, som er forutsetninger for gode samarbeid og et effektivt marked.

Dette betyr at det er behov for å lage et felles system blant annet for å:

- Vite om tilgjengelige alternativer der overskuddsmasse kan skaffes eller leveres. Dette kan f.eks. være nærliggende prosjekter med massebehov eller -overskudd, et gjenvinningsmottak, en havn med mellomlagringsarealer, et pukkverk etc.
- Vite om transportalternativer og -planer kan slik at det er mulig å finne eller tilby optimale transportløsninger for masser, enten det er på vei, på sjø eller med tog
- Være sikker på kvaliteten og dokumentasjonen på massene som skaffes eller leveres
- Kunne spore massen fra tilbyder til mottaker slik at man vet at massen man mottar har riktig kvalitet, samt at den ender opp på godkjent mottak
- Kunne få et totalt klimaregnskap som kan vise klimaeffektene, ikke bare for et prosjekt, men på tvers av prosjekter og aktører i større regioner

I sum skal dette resultere i bedre og riktigere utnyttelse av massene, mindre nyproduksjon og mer effektiv og kortere transport.

Figur 4 Løsninger som kan inngå i Markedssystemet. Kilde: Sprint for Bærum Ressursbank

I samarbeid med Asker og Oslo kommune, gjennomfører Bærum kommune en offentlig anskaffelse med innovasjonspartnerskap som prosedyre, som skal bidra til å utvikle nye løsninger for fremtidens håndtering av overskuddsmasser. Kommunen har fått 15 millioner kroner fra Innovasjon Norge til innovasjonspartnerskapet.

Kontaktperson for dette delprosjektet er
Fredrik Moberg: fredrik.morberg@sprint.no Tlf: 90954563.

MILJØDIREKTORATET OG TVERRSEKTORIELL RAPPORT
«Bedre håndtering av jord- og steinmasser som ikke er forurenset»
I 2020/21 var Bærum Ressursbank en av initiativtagerne til å få gjennomføres et tverrsektorielt prosjekt som ser på mulige tiltak og virkemidler for å få til en bedre håndtering av ikke-forurensede overskuddsmasser av jord og stein. 11 direktorater og etater har fått i oppdrag av sine departement om å bidra i prosjektet innenfor sine fagfelt.

Informasjon fra det tverrsektorielle arbeidet ligger på: Bedre håndtering av jord- og steinmasser - Miljødirektoratet (miljodirektoratet.no), og sluttrapporten, som vi anbefaler alle å lese, ligger her: Tverrsektorielt prosjekt om disponering av jord og stein som ikke er forurenset - Miljødirektoratet (miljodirektoratet.no)

Prosjektet har identifisert fem hovedutfordringer som gjør at dagens håndtering av overskuddsmasser verken er optimal, effektiv eller forvalter ressursene på en god måte:

1. Regelverk og saksbehandling - de overordnede rammene - er uoversiktlig og lite samordnet
2. Det mangler i mange tilfeller egnede mottaksanlegg, og arealkonfliktene knyttet til massehåndtering er store
3. Ressursutnyttelsen av massene i prosjektene kan bli bedre
4. Det er ingen helhetlig forvaltning av mineralressursene i Norge, fordi forvaltning av overskuddsmasser mangler. Manglende samlet oversikt over overskuddsmasser gjør det vanskelig å få omsetning for overskuddsmasser i markedet
5. Kontraktsform og anskaffelser legger i for liten grad til rette for en helhetlig og ressurseffektiv håndtering av jord- og steinmasser

For å løse disse utfordringene, har prosjektet vurdert 18 tiltak og foreslår til sammen 27 virkemidler som kan iverksettes for å oppnå tiltakene. Noen av tiltakene og virkemidlene som foreslås ligger under ett departements ansvarsområde, men fordi dette er en tverrfaglig utfordring, vil de fleste involvere ansvarsområdet til flere departement.

Anbefaling til departementene om gjennomføring av virkemidlene
Prosjektet foreslår mange ulike tiltak og virkemidler, og gir en anbefaling om virkemidler vi mener bør prioriteres å starte med. Dette framgår av tabellen «Anbefaling om gjennomføring av virkemidlene» som finnes på rapportens side 6-8. Anbefalingen er basert på en vurdering av hvor god effekt det har for måloppnåelsen, eller om relativt liten innsats kan bringe arbeidet i riktig retning (lavthengende frukt).

HVOR FINNER DU MER INFORMASJON OM BÆRUM RESSURSBANK
Du finner informasjon om prosjektet, samarbeidspartnere, delprosjekter og aktiviteter på nettsiden til Bærum Kommune Om Bærum Ressursbank | Ombruk | Bærum kommune (baerum.kommune.no)

Hvordan kan jeg delta i Bærum Ressursbank?
Bærum ressursbank er åpen for alle som ønsker å få til mer bærekraftige løsninger for massehåndtering. Samarbeid mellom forskjellige aktører er et viktig mål for oss. Dersom du ønsker å delta i prosjektet vårt, er det bare å ta kontakt med oss. Kontaktinformasjon ligger nederst på nettsiden vår Om Bærum Ressursbank | Ombruk | Bærum kommune (baerum.kommune.no)

Koster det noe å være deltaker?
Nei, det koster ikke noe å delta. Deltakere i vårt prosjekt deler vår visjon og samarbeider frivillig med oss for å oppnå god masseforvaltning.

Hvem finansierer Bærum ressursbank?
Bærum ressursbank er finansiert av Miljødirektoratet via KLIMASATS-midler og av Bærum kommune. I tillegg mottar vi innovasjons- og forskningsmidler fra Regionalt forskningsfond Viken og Enova.

REFERANSER

Bærum Ressursbank: Om Bærum Ressursbank | Ombruk | Bærum kommune (baerum.kommune.no)

Bærum Ressursbank Sanntidsmålingsprosjektet: Sanntidsmålinger av miljødata | Bærum ressursbank | Bærum kommune (baerum.kommune.no)

Bærum Ressursbank Markedssystemet: Markedssystem for overskuddsmasser | Bærum kommune (baerum.kommune.no)

Tverrsektoriell rapport Tverrsektorielt prosjekt om disponering av jord og stein som ikke er forurenset - Miljødirektoratet (miljodirektoratet.no)

Årsrapport Bærum Ressursbank for Klimasats (november 2021) vil bli lagt på nettsiden til Bærum Ressursbank om kort tid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

DEFORMASJONSEGENSKAPENE TIL TBM-KAKS FRA HARDE BERGARTER

Storskala ødometerforsøk på TBM-kaks og knust stein

Deformation properties of hard rock TBM spoil

Large scale oedometer tests on TBM spoil and crushed rock

Isolde Louise Grønlund Syversen (Multiconsult), Gunvor Baardvik (NGI) og Jenny Langford (NGI)

Sammendrag

Bruken av tunnelboremaskiner (TBM) har økt i Norge de siste ti årene, etter at bruken avtok etter 80-tallet. Prosjektene i nyere tid er plassert i urbane strøk, hvor drivemetodens fordeler er mindre støy, rystelser, anleggsveier og massene inneholder ikke rester etter sprengstoff eller tennere. Med et økt fokus på å redusere prosjekters miljøpåvirkning og kostnader, er det fordelaktig å utnytte tunellmassene som produseres, såkalt TBM-kaks. TBM-kaks betegnes som siltig grus, der materialets svakhet er finstoffinnhold og kornform.

For å kunne utnytte materialet på en ideell måte er en avhengig av å kartlegge dets geotekniske egenskaper. Av den grunn er det gjennomført storskala ødometerforsøk på TBM-kaks av granittiskgneis, for å kartlegge materialets stivhetsegenskaper. Det er i tillegg utført ødometerforsøk på knust stein av granittiskgneis for å kunne sammenligne materialene.

Resultatene viser at TBM-kaksen er et velgradert materiale som er vannømfintlig og lettere telefarlig, men det har ikke nok kapillært sug til å danne islinser. Vanninnholdet lå mellom 5,5 – 6,7 %, og tørrdensiteten ved endt forsøk lå mellom 1,93 – 1,96 t/m^3. Ødometermodulen til TBM-kaksen varierer mellom 9,0 – 9,4 MPa. Resultatene indikerer at hvis en 30 meter tykk fylling bestående av TBM-kaks blir pålastet 50 kPa, vil fyllingen oppnå ca. 22 cm setninger og 5 cm for kust stein. Det konkluderes med at TBM-kaks fra norske forhold kan utnyttes til en rekke formål, med og uten videre behandling.

Summary

Projects with tunnel boring machines (TBM) have increased in Norway the past ten years, after reduced use after the 80s. The recent projects are located in urban areas, where the advantages with a TBM are less noise, shock waves, temporary roads and no explosives or detonators in the tunnel spoil. It is favourable for the environmental impact and the costs of the project to utilise the produced tunnel spoil. Where the disadvantages with the TBM spoil are the high content of fines and the grain shape.

Optimisation of spoil handling is dependent on extended knowledge of the geotechnical properties of the material. Thus, large scale oedometer tests are conducted with TBM spoil of granitic gneiss to investigate its stiffness properties. Crushed rock from similar geological conditions is investigated to compare the two materials.

The results show that the TBM spoil is a well graded material that is water sensitive and slightly frost susceptible but does not have enough capillary suction to form ice lenses. The water content of the material is between 5.5 – 6.7 %, where the dry density at the end of the tests variates from 1.93 – 1.96 t/m^3 with a porosity of 26.8 – 28.2 %. The oedometer modulus for the material variated between 9.04 – 9.40 MPa. If a 30 metres fill was to be constructed with material, and a load of 50 kPa was applied at the top of the fill, the results indicates that the fill would settle 22 cm for TBM spoil and 5 cm for crushed rock. The conclusion is that hard rock TBM spoil can be utilized for a range of applications, with and without further treatment.

Innledning

Bruken av tunnelboremaskiner (TBM) i Norge startet tidlig 1970-tall i forbindelse med vannkraftverk. I ettertid har det blitt drevet ut over 250 tunneler i Norge med TBM, store deler knyttet til satsningen på vannkraftverk på 80-tallet. Siden har bruken av TBM blitt redusert, som følge av færre vannkraftprosjekter. Etter 2010 har bruken av utgravingsmetoden økt, med store prosjekter slik som vannkraftverkprosjekter Røssåga, jernbanetunneler som Ulriken tunnelen og Follobaneprosjektet. Nylig har Ny Vannforsyning Oslo prosjektet kunngjort at to av deres tunneler skal utføres med tre TBMer.

Tunneler kan være løsningen for prosjekter lokalisert i urbane strøk med knapphet til arealer over bakkenivå. Behovet for utnyttelsen av overskuddsmasser øker som følge av miljø- og samfunnsmessige årsaker. EUs handlingsplan for en sirkulær økonomi involverer lovgivende forslag om avfall, hvor langtidsmålet er å redusere deponier og øke gjenbruket av masser. Glasifluviale tilslagsmaterialer ikke er en fornybar ressurs, der grus- og sandtak nær store byer er i ferd med å tømmes. En by som Oslo klarer ikke lenger å imøtekomme behovet for tilslagsmaterialet til byggeprosjekter, noe som fører til økt transport og kostnader. Driving av tunneler genererer store mengder med overskuddsmasser, uavhengig av drivemetode.

Utnyttelsen av tunnelmassene påvirker miljøbelastningen og økonomien til et prosjekt. Kunnskapen om de geotekniske egenskapene er avgjørende for videre optimalisering av massehåndteringen. Materialets kornform og korngradering fører til utfordringer for videre utnyttelse. TBM-prosjekter som Ulriken tunnelen og Follobaneprosjektet har likevel positive erfaringer med å utnytte overskuddsmassene.

Hensikten med masteroppgaven[1] var å undersøke de geotekniske egenskapene til TBM-kaks produsert fra norske tunnelprosjekt, med fokus på materialets stivhet og setningsegenskaper. Målet er å oppnå konsistente laboratorieresultater, for å få noen tall-verdier på hvilken stivhet som kan forventes ved utfylling med TBM kaks.

Prosjektet ble gjennomført ved å undersøke erfaringer fra tidligere prosjekter og ved å gjennomføre laboratorieundersøkelser med stor skala-ødometer. Totalt syv ødometerforsøk med trinnvis belastning (IL) har blitt gjennomført, hvorav fire på TBM-kaks og tre på knust stein. Forsøksmaterialene er hentet fra lignende geologiske forhold, granittisk gneis, fra Follobaneprosjektet på Åsland og Franzefoss pukkverk på Vinterbro. Den maksimale kornstørrelsen til den knuste steinen er valgt på bakgrunn av TBM-kaksens kornstørrelse.

Oppgaven er basert på anbefalingene fra Marianne Dahl sin masteroppgave i 2018 (Dahl, 2018). Dahl undersøkte TBM-kaks sine geotekniske egenskaper ved å gjennomføre felt- og laboratorieundersøkelser. Dahl anbefalte å gjennomføre storskala ødometerforsøk på skalert og siktet TBM-kaks samt å undersøke effekten av høyere laster over lenger lasttrinn for å undersøke krypeffekten i materialet. Dette er vurdert og inkludert i denne oppgaven.

TBM-kaks sine geotekniske egenskaper påvirkes av lokale geologiske forhold, samt maskindriften. Masteroppgaven fokuserer på TBM-kaks fra hardt fjell (hard rock). Noen av de geologiske faktorene er nevnt innledningsvis.

[1] Masteroppgaven er tilgjengelig fra: no.ntnu:inspera:80589635:22344683.pdf, eller ved å søke opp «Isolde Syversen» på ntnuopen.ntnu.no.

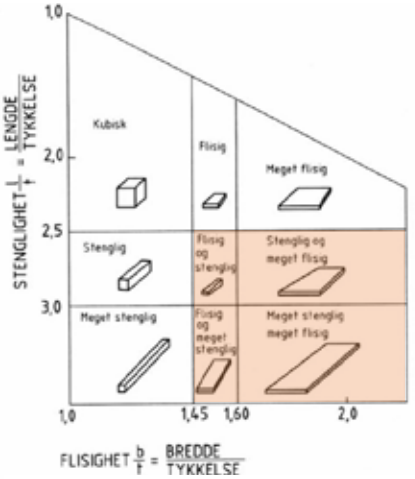
TBM-kaks sine geotekniske egenskaper

Prinsippet til en TBM er et sirkulært roterende borhode med stålkuttere som bruker matekraft til å penetrere og knuse fjellet i mindre biter. Den utgravde massen blir samlet og fraktet til overflaten med transportbånd. Penetrasjonsdybden varierer med matekraft, geologiske forhold samt stålkutterne (Macias and Bruland, 2014).

Tidlig på 90-tallet gjennomførte Bruland og Johannesen en sammenstilling av erfaringer fra prosjekter med boring og sprengning og TBM. Studien konkluderte med at de geotekniske egenskapene til TBM-kaks avhenger av de geologiske forholdende samt faktorer knyttet til maskinen. De geologiske forholdene som har størst innflytelse er sprøhet, flisighetsindeks, trykkfasthet, hardhet, mineralsammensetning og oppsprekking i fjellet. Maskinparameterne som har størst innflytelse er matekraften, avstanden mellom stålkutterne, kutterdiameter, type kuttere, vannspyling og bøttene som samler kaksen (Bruland and Johannesen, 1991).

Kornform

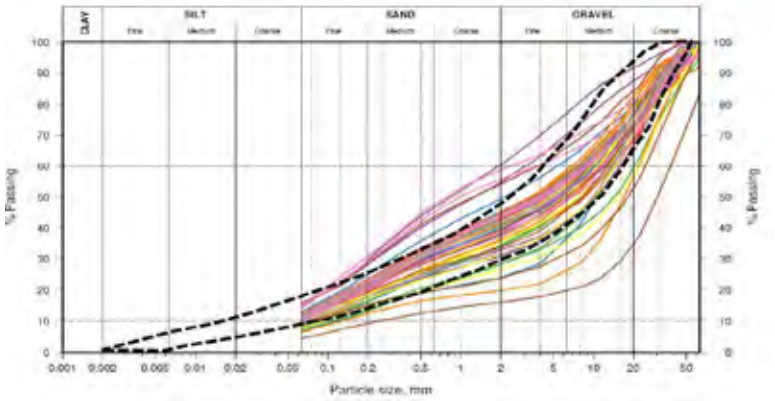
Når en TBM gnager på berget, vil matekraften bryte fjellet ned til tynne flak og pulverisert fjell. Kornformen til partiklene er mer avhengig av bergegenskaper enn TBM parametere. Generelt vil de største flakene være mer stenglig og flisig enn mindre flak som er mer kubisk og kantete, se Figur 1. Hardt fjell vil føre til langstrakte og flate korn. Mykere fjell vil føre til større finstoffinnhold, men de større partiklene vil ha mer rektangulær og tykk form (Bruland and Johannesen, 1991).



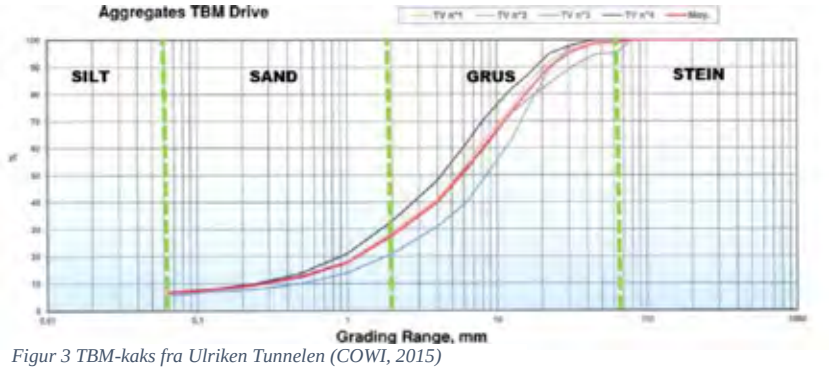
Figur 1 Forholdet mellom flisighet og stenglighet (SVV, 2014)

Korngradering

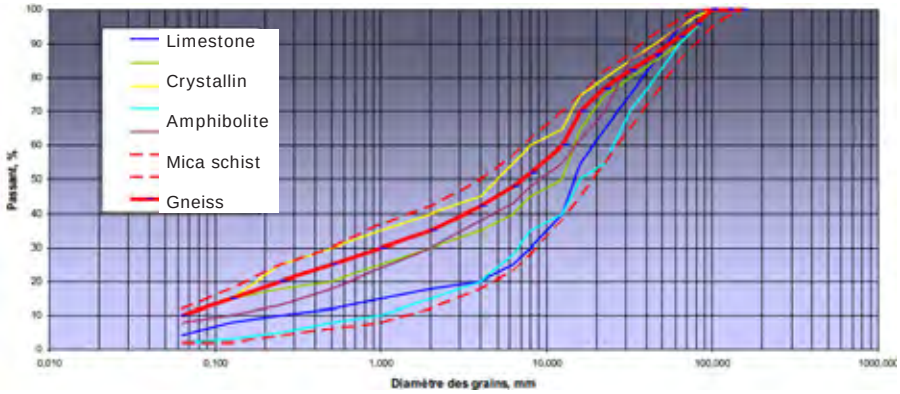
NGI publiserte i 1986 en rapport som undersøkte 11 prøver fra ulike prosjekter spredt i Norge. Prøvene inneholdt kaks fra ulike geologiske forhold, tverrsnittareal og TBM modeller. Korngraderingskurvene er uniforme, med små forskjeller avhengig av de geologiske forholdene. Unntaket er masser med fyllitt og glimmerskifer som hadde et større innhold av finstoff. Utover dette, hadde de geologiske forholdene, tverrsnitt og TBM modell lite innflytelse på korngraderingen (NGI,1986). Figurene under viser ulike korngraderinger fra ulike geologiske forhold fra både norske og utenlandske prosjekter.



Figur 2 Fargede linjer: Follobaneprosjektet. Svarte linjer: NGI fra 1986 (Dahl, 2018)



Figur 3 TBM-kaks fra Ulriken Tunnelen (COWI, 2015)



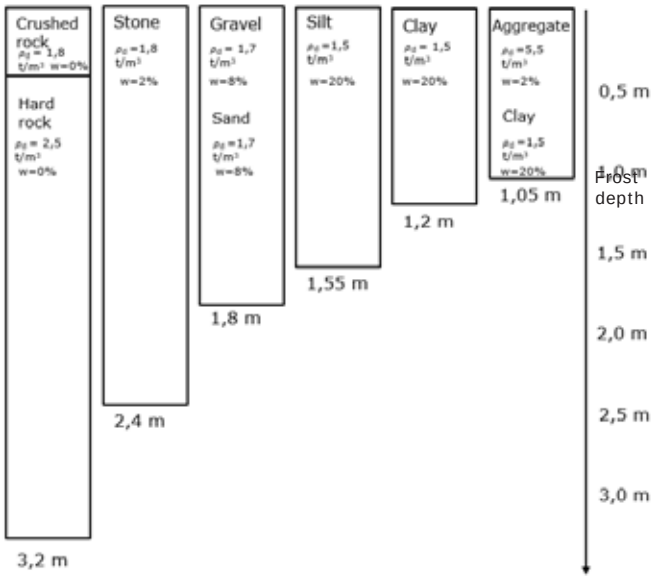
Figur 4 Kornfordelingskurver fra ulike berg typer (ITA, 2019)

Vannømfintlighet og telefarlighet

Vannømfintlighet til et materiale beskriver materialets evne til å opprettholde bæreevne når vanninnholdet øker. Vannømfintligheten er hovedsakelig avhengig av materialets finstoffinnhold. Materialets vanninnhold er avhengig av ulike faktorer, slik som type og mengde finstoff, tilførsel av vann fra overflaten og fra grunnvann, samt kapillært vann over grunnvannstand. Et vannømfintlig materiale har mer enn 7% innhold av finstoff mindre enn 63 µm (Aksnes et al., 2016).

Et materiale kan være vannømfintlig og ikke telefarlig. Materialets telefarlighet beskriver dets evne til å frakte vann og til å forme islinser når det fryser. Et materiale er telefarlig når det inneholder mer enn 3% finstoff mindre enn 20 µm. Telehivet i et materiale vil være avhengig av tilgangen til fritt vann og materialets finstoffinnhold. Islinser vil kun dannes i frostsonen hvis materialet har evnen til å trekke vann fra grunnvannstanden. Hvis avstanden til grunnvannstanden er stor, eller permeabiliteten og de kapillære kreftene til materialet er for liten, kan ikke vannet nå frostsonen (Aksnes et al., 2016).

Problemer med frost er avhengig er tre faktorer: frost, telefarlig materiale og tilgang til vann. Problemer knyttet til frost og tining er hovedsakelig knyttet til frostdybden til materialet. Frostdybden vil være avhengig av antall frostdager, frostprosessen, lagdelingen i løsmassen og vanntilgang. Dette som følge av at vannet som former islinsene må bli transportert fra undersiden av frostsonen, som følge av at vannet over dette punktet er fryst og ikke kan forflytte seg (SVV, 2018). Figur 3 viser ulike materialers frostdybde, der TBM-kaks vil ha en mindre frostdybde enn knust stein.



Figur 3 Kalkulerte frostdybder for ulike materialer. Frost indeks 25 000 h°C og gjennomsnittlig årstemperatur lik 5,1 °C (NFR, 1972) (Modifisert og oversatt)

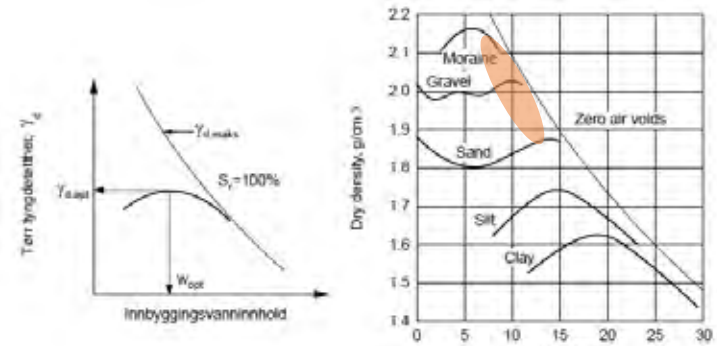
Basert på Statens vegvesen sine håndbøker vil TBM-kaks være litt til middels telefarlig (T2 og T3). I forbindelse med Follobaneprosjektet har NGI undersøkt TBM-kaks sine fryse- og tine egenskaper, der det konkluderes med at materialet ikke hadde nok kapillært sug til å danne islinser (Bane NOR, 2020).

Tørrdensitet og optimalt vanninnhold

Optimalt vanninnhold er det vanninnholdet som gir maksimal tørrdensitet når et materiale er komprimert. Materialets vanninnhold har en viktig påvirkning på komprimeringen til materialet, der det er fordelaktig å komprimere materialet når vanninnholdet er nært optimalt. Hensikten med å komprimere et materiale er å øke styrken, minske potensielle setninger og/eller minske permeabiliteten til materialet. Dette gjøres ved å tvinge ut luft som er fanget i porer, øke romvekten og redusere porøsiteten. Komprimering har stor betydning for videre bruk av materialet (Brown, 2015).

For å undersøke et materiales optimale vanninnhold og tørrdensitet gjennomføres det Standard Proctor test. Resultater fra Follobaneprosjektet viser at TBM-kaksen sitt optimale vanninnhold varierer mellom 8-10%, og middels maksimal tørrdensiteten er lik 2,15 t/m^3 (Dahl, 2018). NGI sine undersøkelser fra 1986 konkluderte med at det optimale vanninnholdet varierte mellom 6-8% og tørrdensitet mellom 2,18-2,27 t/m^3. NGI undersøkte også kaksens porøsitet, som varierte mellom 20-25% når materialet var komprimert lagvis i felt (NGI, 1986).

Gertsch et al. publiserte en artikkel i 2000 som sammenstilte data fra ulike prosjekter. Resultatene fra både Standard og Modifisert Proctor tester viser noe høyere verdier for optimalt vanninnhold. Standard Proctor hadde optimalt vanninnhold lik 14,2% og en tørrdensitet lik 1,85 t/m^3 og Modifisert Proctor hadde 1,87 t/m^3 og 13,7% (Gertsch et al., 2000). Figur 4 viser typiske Proctorkurver for ulike materialer, der TBM-kaks sitt spenn er markert med oransje.



Figur 4 Proctorkurver for komprimering av ulike materialer (Janbu, 1970). TBM-kaks sitt spenn er markert med oransje.

Densiteten til et materiale er avhengig av mengden porer. Densiteten til materialet har betydning for bæreevnen og potensielle setninger. Komprimeringsgraden til materialet påvirker setningspotensialet, der materialet vil få lavere setningspotensial hvis det er oppnådd høy komprimeringsgrad. Hvis vanninnholdet i materialet er nærmere optimalt, vil en oppnå en større komprimeringsgrad med mindre arbeid. Hvis vanninnholdet er over optimalt vil en oppnå en dårligere komprimering, som følge av at vann ikke kan bli tvunget ut av relativt ugjennomtrengelige materialer (Kjærnsli, Valstad og Höeg, 1992).

Stivhet

Materialstivhet er en parameter som beskriver materialets motstand mot deformasjon. Stivhet er en parameter som brukes til å beregne setninger i et materiale. Den endimensjonale modulen M, videre referert til som ødometermodul, er brukt til å definere stivheten til et materiale som er fast innspent og pålastet (Janbu, 1970).

Stivheten til et materiale bestemmes ut fra ødometerforsøk i et laboratorium. I et ødometerforsøk blir et materiale plassert i en celle der det kun kan deformere vertikalt og pålastet med en kjent last på toppen. I topp og bunn blir et filter plassert slik at vannet i prøven kan dreneres fritt. I noen tilfeller er filteret stengt og poretrykket blir målt. Ødometercellen har kun aksial deformasjon og dette simulerer en endimensjonal deformasjon, som er en forenklet realistisk tilstand (SVV, 2014).

Et ødometerforsøk kan gjennomføres med to ulike lastsituasjoner: IL-trinnvis last og CL-kontinuerlig last. Lasten blir påført og deformasjonen blir registrert over tid. Lasttiden til en IL-test bestemmes av konsolideringstiden. Det betyr at et nytt lasttrinn påføres når poretrykket har utjevnet seg, eller når deformasjonen har stoppet.

Når partikler blir pålastet og presses sammen eller roterer, vil skarpe kanter knuses eller brekkes av, noe som fører til videre bevegelse i prøven. Hastigheten til deformasjonen avhenger av hvordan partiklene kan bevege seg i forhold til hverandre og hvor fort vannet dreneres. Porer fylt med luft vil ikke ha en betydning for deformasjonen, da luft er kompressibelt. For materialer med høyere finstoffinnhold, slik som leire og morene, vil konsolideringstiden bestemmes av permeabiliteten til materialet (Kjærnsli, Valstad og Höeg, 1992).

Laboratorieundersøkelser

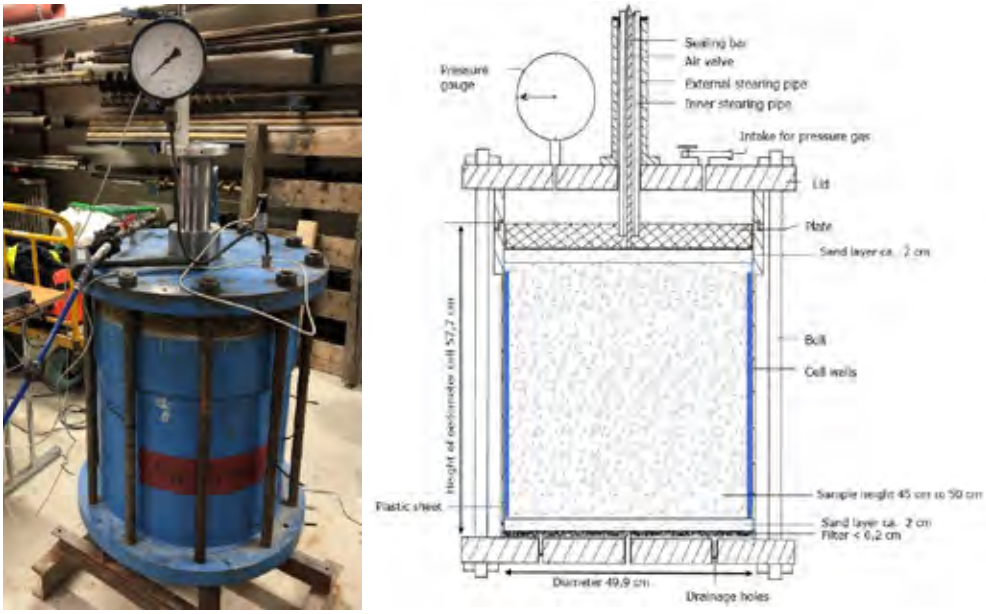
Metodebeskrivelse

Laboratorieundersøkelsene er gjennomført med kjempe-ødometeret (K/Ø) Anton ved det geotekniske laboratorium på NTNU i Trondheim. Ødometeret har en indre diameter på 49,9

cm og en høyde på 57,7 cm. Det er seks hull i bunnen av cellen, slik at vannet kan dreneres fritt, men det drenerte vannet og poretrykket måles ikke. Et lokk plasseres på toppen av cellen, og lasten blir påført av et stempel som presses ned med lufttrykk. Apparatets maksimale last er ca. 700 kPa.

Den europeiske standarden for geotekniske undersøkelser og testing med IL ødometer (NS-EN ISO 17892-5:207), angir krav til dimensjoner for et ødometer (Standard Norge. 2017). Diameteren til cellen bør ikke være mindre enn 6 ganger den største kornstørrelsen, der diameter og høydeforholdet til cellen ikke bør være mindre enn 2,5. For TBM kaks med antatt maksimal kornstørrelse på 8 cm vil det kreves en ødometercelle på 1,2 m diameter og 48 cm høyde.

Hvis et storskala ødometerforsøk skal gjennomføres med slike dimensjoner må påført last utgjøre flere tonn. K/Ø Anton overholder derfor ikke standardens krav. For å kompensere for dette er materialet brukt i ødometerforsøkene noe nedskalert, for å overholde størrelsesforholdet mellom maksimal kornstørrelse og ødometerets diameter.



Figur 5 Bilde av ødometeret Anton (t.v) og illustrasjon av oppsett (t.h) (Motzfeldt, 1975)

Oppbygning av forsøkene er vist i Figur 5. Veggene i ødometeret er dekket med plast for å redusere friksjonen mellom materialet og celleveggene. Et filter av geotekstil er plassert i bunnen av cellen for å forhindre at materialet lekker ut. Et lag med sand er plassert i topp og bunn av cellen for å redusere nedknusning som følge av kontakten mellom stål og materialet. I en virkelig situasjon ville denne knusningen vært i mindre skala fordi knusningen hovedsakelig ville oppstått mellom kornene.

Ødometerforsøkene er gjennomført med 13-trinn der den maksimale lasten er ca. 500 kPa. Lasttrinnets lengde er innledningsvis 15 minutter, men er økt til 30 minutter for større laster for å overvåke kryp. Forsøk 2 og 3 med TBM-kaks og forsøk 2 med knust stein ble pålastet 350 kPa over 70 timer for å undersøke en «kort-langtids»-effekt av krypdeformasjoner.

Forsøkene er bygd inn for hånd ved at forsøksmaterialene er plassert i lag og komprimert, der ett lag er mellom 32-39 kg som komprimeres i 60 sekunder med en vibrerende komprimator på 13,8 kg. Forsøkenes totalvekt varierer mellom 187-197 kg for TBM-kaks og 164-195 kg for knust stein. Fire forsøk ble gjennomført for TBM-kaks og tre for knust stein.

Forsøksmateriale

TBM-kaks

TBM-kaksen er hentet fra Follobaneprosjektet til Bane NOR ved Åsland utenfor Oslo, og består av granittiskgneis. Marianne Dahl gjennomførte storskala ødometerforsøk i 2018, og hun erfarte at forsøksmaterialet separerte seg i tønnene som ble levert. Konsekvensen av dette ble at lagene i ødometeret fikk ulik korngradering. For å unngå dette er TBM-kaksen til denne forsøksserien splittet og fordelt i 16 – 20 kg bøtter med likt innhold av KSR Maskin.

Figur 6 TBM-kaks plassert i ødometeret

Dahl erfarte at ved høyere vanninnhold hadde K/Ø Anton utfordringer med å opprettholde høyere trykk som følge av at prøven var helt vannmettet. Av den grunn er TBM-kaksen testet med et naturlig vanninnhold som er ca. 6%. Som nevnt tidligere er forsøksmaterialet skalert for å etterkomme NS-EN 17892-5:207. Den originale siktekurven samt den skalerte er vist i Figur 7.

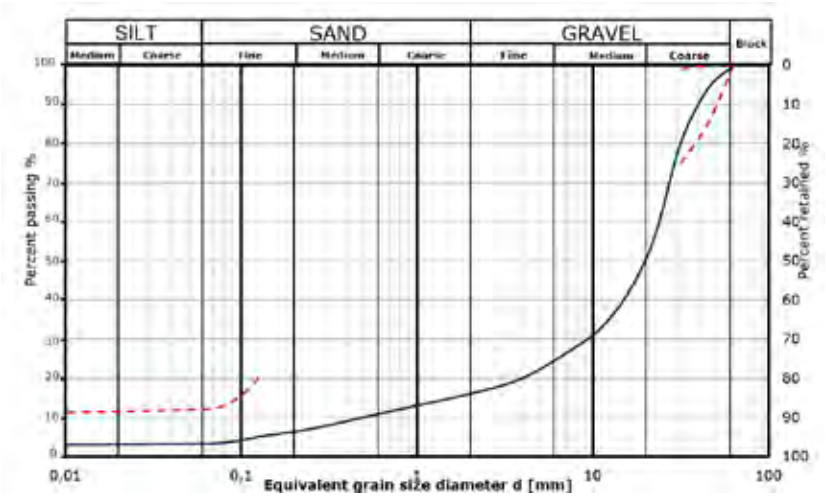
Figur 7 Original siktekurve for TBM-kaks, samt nedsiktet materiale. Sikting gjennomført av KSR-Maskin.

Knust stein

Den knuste steinen er levert i en 600 kg sekk fra Franzefoss sitt pukkverk på Vinterbro. Den knuste steinen har tilnærmet like geologiske egenskaper som TBM-kaksen fra Åsland. Siktekurven er tilpasset den maksimale størrelsen til TBM-kaksen, se Figur 9.

Det gjøres oppmerksom på at den knuste steinen er produsert for å ha gunstige mekaniske egenskaper. Materialer produsert fra tunnelproduksjon er et resultat av mest kosteffektiv driving. Den knuste steinen vil derfor skille seg fra tunnelstein produsert fra boring og sprengning. Likheter vil være kornfordeling og mineralogi.

Figur 8 Knust stein plassert i ødometeret



Figur 9 Siktekurven til knust stein. Sikting gjennomført av Franzefoss.

Laboratorieresultater

Indeksegenskaper

Tabell 1 og Tabell 2 inneholder indeksegenskapene til materialene. Noen av forsøkene måtte suppleres et lag for å ha riktig høyde i ødometeret. For TBM-kaksen ser dette ut til å ha liten betydning, da det er lite variasjon i tøyning. Den knuste steinen har en større variasjon i antall lag og tyngde som følge av variasjon i kornfordeling.

Tabell 1 Generell info om forsøkene

	Forsøks-nummer	Vekt [kg]	Antall lag	Forsøks-høyde [cm]	Forsøks-lengde [timer]	Kommentar
TBM	1	186,7	5,5	51,2	4,3	
	2	193,2	5,5	54,2	75,8	Lasttrinn 350 kPa i 70 timer.
	3	190,8	5	52,6	76,9	Lasttrinn 350 kPa i 70 timer. Ingen sandlag.
	4	197,4	5,5	54,0	5,5	
CR*	1	163,5	4,5	49,7	3,5	
	2	194,6	6	52,2	75,2	Lasttrinn 350 kPa i 70 timer.
	3	195,0	6	54,2	5,3	

*CR-Crushed rock

Tabell 2 Indeksegenskaper

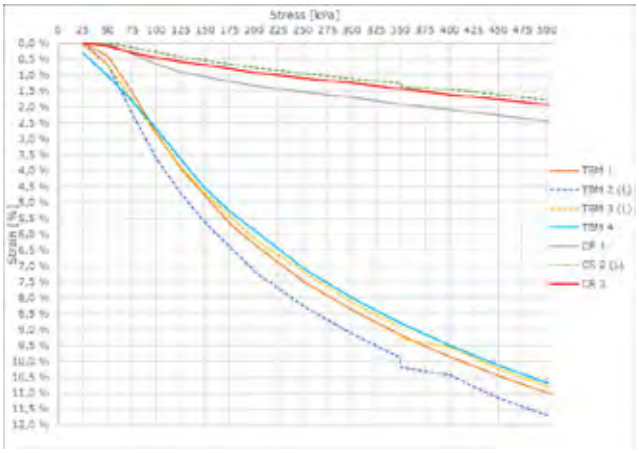
	Forsøks-nummer	Tørr-densitet [t/m^3]		Vann-innhold [%]	Ødometer-modulus [MPa]	Tøyning [%]	Porøsitet [%]		
		Før	Slutt				Før	Slutt	Diff,
TBM	1	1,74	1,96	6,5 %	9,34	11,01 %	34,9 %	26,8 %	8,1 %
	2	1,70	1,93	6,0 %	9,11	11,70 %	36,5 %	28,1 %	8,4 %
	3	1,75	1,96	5,8 %	9,40	10,79 %	34,6 %	28,2 %	6,4 %
	4	1,76	1,96	6,5 %	9,04	10,70 %	34,5 %	26,9 %	7,6 %
	Gj,sn,	*1,74*	*1,95*	*6,2 %*	*9,23*	*11,05 %*	*35,1 %*	*27,5 %*	*7,6 %*
CR	1	1,68	1,72	0,13 %	27,56	2,45 %	37,5 %	36,1 %	1,5 %
	2	1,90	1,94	0,28 %	29,94	1,78 %	29,3 %	28,1 %	1,3 %
	3	1,83	1,87	-	32,20	1,92 %	31,8 %	30,6 %	1,2 %

Den knuste steinen har som forventet lavere tøyning, mindre differanse i porøsitet samt høyere ødometermodul (stivhet). Den knuste steinen er tre ganger så stiv som TBM-kaksen. Når et nytt lasttrinn ble pålastet, kunne en høre knitrelyder fra den knuste steinen, men ikke TBM-kaksen. Dette kan tyde på knusning mellom partiklene når last ble påført.

Ødometerforsøk

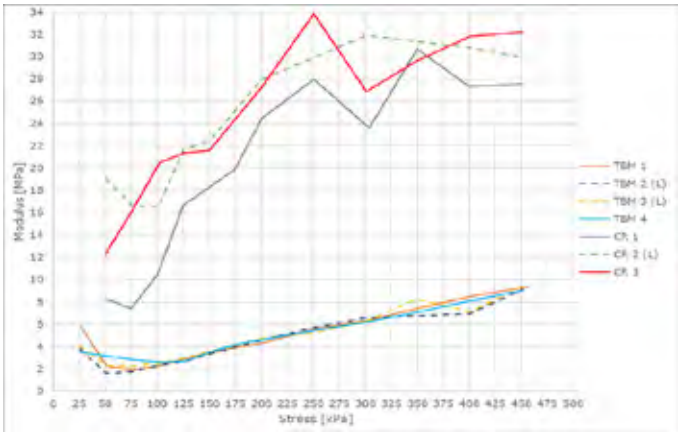
I Figur 10 er forsøkene sammenstilt. TBM-kaksen har større tøyning enn den knuste steinen. Forsøkene som er gjennomført med lasttrinn 350 kPa over 70 timer, stiplete linjer, viser at tøyningen utjevner seg ved neste lasttrinn. TBM2 hadde ikke et sandlag i topp og bunn for å undersøke knusningen i cellen, men ser ikke ut til å bære preg av dette.

Forsøkene med TBM-kaks har en høyere primærkonsolidering enn knust stein, der tøyningen for den knuste steinen har større utslag ved pålastning. For større spenninger er det større sekundær konsolidering som følge av at det tar lenger tid før tøyningen utjevnes.

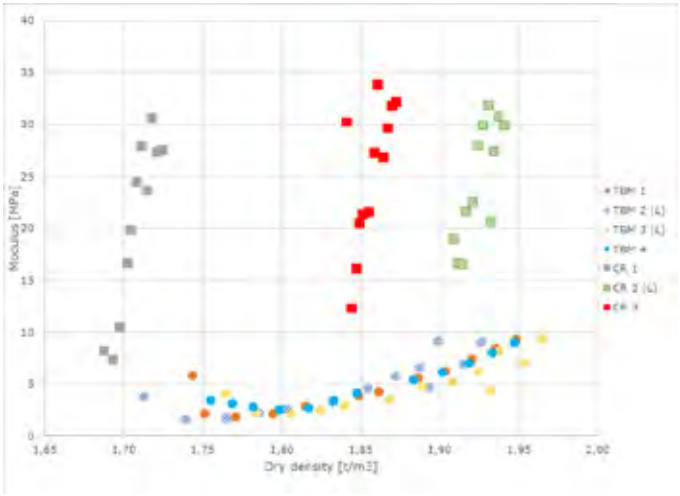


Figur 10 Sammenstilling av resultater spenning og tøyning, forsøkene med 350 kPa lasttrinn over 70 timer har stiplet linje

Grafene i Figur 11 indikerer at knust stein generelt har 4 – 6 ganger så høy stivhet som TBM-kaks. Variasjonen før og etter 350 kPa for de stiplede linjene er som følge av det lange lasttrinnet og differansen i tøyning. Differansen i stivhet for den knuste steinen er en følge av separasjonen i materialet, da forsøkene med knust stein fikk noe variasjon i korngradering fra forsøk til forsøk. Denne variasjonen vil ha mindre virkning for fyllinger, som følge at dette jevner seg ut for større forhold.



Figur 11 Sammenstilling av spenning og ødometermodul



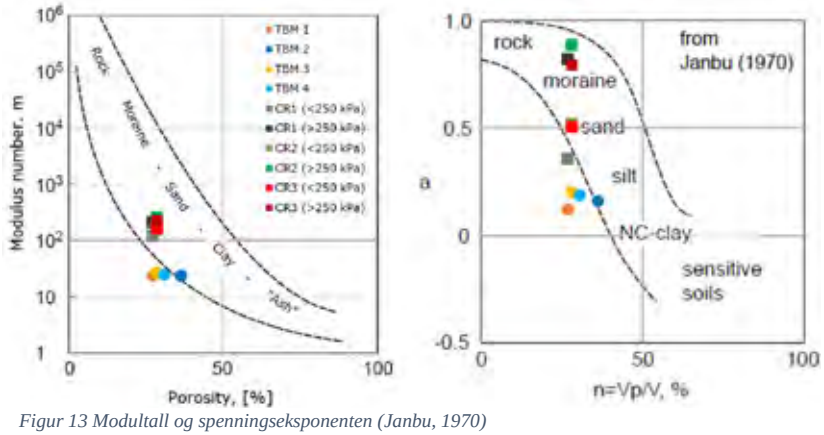
Figur 12 Tørrdensitet og modultall

I Figur 12 er modulen plottet mot beregnet tørrdensitet i forsøkene, for å se på øking i stivheten av materialet med økt komprimeringsgrad. Høyere tørrdensitet indikerer bedre komprimering. Den knuste steinen har en større variasjon i modul enn TBM kaksen. TBM kaks oppnår generelt økt modultall for økt tørrdensitet. Forsøket CR1 (knust stein) har dårligst komprimering av de tre forsøkene. Dette kan være en følge av at forsøket er mer ensgradert enn resterende forsøk, da materialet er hentet fra toppen av baggen, mens de andre forsøkene har et større finstoffinnhold.

Evaluering av materialegenskaper

Materialstivhet

Resultatene fra ødometerforsøkene kan brukes til å evaluere deformasjonsegenskapene til et materiale. TBM-kaksen viser en ekvivalent plastisk (PL) oppførsel hvor stivheten øker lineært med spenningen (Janbu, 1970). Denne oppførselen kan minne om en normalkonsolidert leire og fin silt. Den knuste steinen har en ekvivalent elastoplastisk (EP) oppførsel for spenninger lavere enn 250 kPa og en ekvivalent elastisk (EE) over dette spenningsnivået.



Figur 13 Modultall og spenningseksponenten (Janbu, 1970)

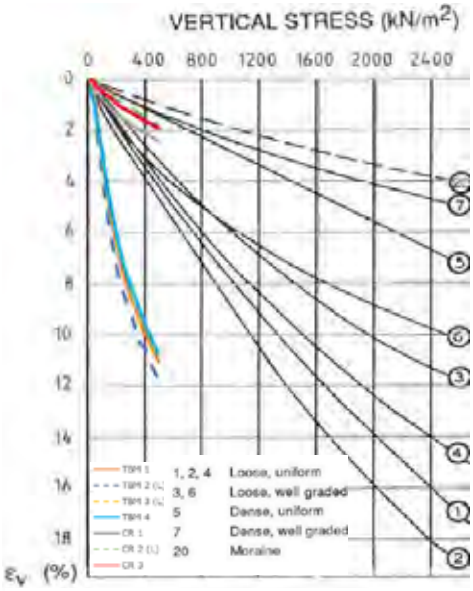
Spenningseksponenten (a) og modultallet (m) for materialene er vist i Figur 13. Disse verdiene er valgt for å tilpasse modul- og spenningskurven. Som følge av at knust stein viser ulik oppførsel for spenningsnivåer under og over 250 kPa, er det valgt ulike verdier for å tilpasse kurven.

Videre er parameterne som er valgt brukt for å estimere setningene i materialene. Estimatet er basert på eksempler fra Janbu (1970), beskrevet i detalj i masteroppgaven. Estimatet gjelder for en åtte etasjers bygning, som tilsvarer en last på terrenget på ca. 50 kPa, på en 30 meters mektig fylling av TBM-kaks eller knust stein, hvor σ_0 er lik 330 kPa.

De estimerte deformasjonene til en 30 meters fylling bestående av TBM-kaks er 21-22 cm og 5 cm for knust stein. Til sammenligning vil en NC-leire med middels stivhet oppnå setninger opp mot en meter, mens en sand vil få nær 0,5 meter. Sammenlignet med dette er en deformasjon nær 22 cm lite. Til betraktning vil silt- og sandinnholdige materialer oppnå setninger over en kortere periode etter pålastning, imens setninger i leiren vil kunne foregå over flere titalls år.

Ved etablering av en fylling vil de totale setningene være avhengig av utført komprimering. Viktige parametere er fyllingsmaterialets vanninnhold, lagtykkelse og utførelsen på komprimeringen, men også av underliggende løsmassers egenskaper og planlagt fremtidig last.

I Figur 14 er tøyning- og spenningskurvene for TBM-kaks og knust stein sammenstilt med ødometer resultatene gjennomført av Kjærnsli, Valstad og Höeg (1992). Den knuste steinen har høyere stivhet enn løs, velgradert og løs, uniform knust syenitt. Der resultatene samsvarer med Kjærnsli, Valstad og Höeg sin konklusjon, som er at stivheten til komprimerte fyllinger vil være avhengig av korngraderingen og kornformen til materialet.



Figur 14 Ødometerforsøk på knust syenitt, TBM-kaks og knust stein (Kjærnsli, Valstad og Hôeg, 1992).

Mulig utnyttelse av TBM-kaks

Tuneller utgravd med TBM er ofte lengre enn fem kilometer som en følge av investeringskostnadene til maskinen. Dette fører med seg store mengder med overskuddsmaterialer. Noe som viser behovet for kunnskap om materialets geotekniske egenskaper som kan muliggjøre nye bruksområder. Blant faktorene som påvirker de geotekniske egenskapene til TBM-kaks er geologi og maskindrift. Utnyttelsen til materialet avhenger av faktorer som: etterspørsel i markedet, prosjektets evne til å tilrettelegge tidlig og de geotekniske kunnskapene om materialet. Der sistnevnte samt kjemiske egenskaper er avgjørende for å kunne planlegge hvilke bruksområder og mulige behandlingsmetoder som kan være relevante.

Noen av TBM prosjektene i Norge på 80-tallet utnyttet ikke tunellmassene i stor skala. Store deler av massen endte på fyllinger, noe som kan være knyttet til at disse prosjektene var lokalisert i avsides områder der transportkostnadene oversteg vinningen med å utnytte materialet.

Kvalitetsfylling

Stivhetsegenskapene som har blitt kartlagt i masteroppgaven viser at TBM kaks har gunstige geotekniske egenskaper til å kunne benyttes som kvalitetsfylling. Ødometerforsøkene viser at materialet har lite setningspotensiale, når materialet har en høy densitet, som kan oppnås ved lagvis utlegging og komprimering.

Utfylling og komprimering må planlegges avhengig av de geotekniske egenskapene til materialet. Ved å kartlegge dette kan prosedyren for utfylling og komprimering tilpasses. Denne prosedyren burde minst inneholde: lagtykkelse, komprimeringsmetode (eksempelvis vekten til valsen og antall passeringer), dokumentasjon av vanninnhold, tørrdensitet og plan for oppfølging av dokumentasjon.

Peler eller spunt kan være nødvendig hvis det planlegges store laster. En fordel med TBM-kaks sammenlignet med tunnelstein fra boring og sprengning som et fyllingsmateriale, er at det kan installeres peler og spunt. Når peler eller spunt blir installert i TBM kaks vil porøsiteten til materialet reduseres, og komprimeringsgraden øke. På den måten vil kaksen være et gunstig friksjonsmateriale og egnet for bæreevnen til en pel (NGI, 2020). En forholdsregel når peler og spunt installeres er at det må forgraves hvis materialet inneholder store steiner, slik som for masser fra boring og sprengning (NGF, 2019). Derfor vil TBM-kaks med mindre fraksjon være gunstig for fyllinger som skal utnyttes til videre utbygning.

Fylling på sjøbunn

TBM-kaks kan også utnyttes som fylling på sjøbunn for å utvide landområder eller dekke til forurenset sjøbunn. Sistnevnte ble gjennomført for Ulriken tunnelen i Bergen, som dekket til sjøbunn i Puddefjorden med 40 cm tykt lag med TBM-kaks. Massen ble spredd med en gravemaskin og nedføringsrør i vannet. Ettårs kontrollen viser at materialet fungerer som et effektivt isolasjonsmateriale og for å forhindre erosjon (COWI, 2020).

NGI har gjennomført laboratorieforsøk for å undersøke turbiditeten til TBM-kaks og masser fra boring og sprengning, når materialene blir spredd i vann (NGI, 2020). Turbiditeten ble undersøkt ved flere saltinnhold. Konklusjonen er at TBM-kaks har høyrere turbiditet over en lenger periode enn masser fra boring og sprengning. Turbiditeten for begge materialene synker når vannets saltinnhold øker. Sannsynligheten for høy turbiditet kan minskes ved å føre materialene ned med nedføringsrør eller ved å installere en siltgardin.

En fylling på sjøbunn er mer eksponert for setninger sammenlignet med en landfylling. Dette som følge av at det er mer krevende å komprimere materialet under vann. Av den grunn må større setninger forventes ved sjøfyllinger, og en må ta flere forhåndsregler hvis fyllingen skal benyttes til videre bruk, for eksempel bygninger eller annen infrastruktur. Forbelastning som fjernes før utbygging kan være et eksempel på tiltak for å redusere fremtidige setninger.

Veikonstruksjon

I en veikonstruksjon stilles det strenge krav til materialene som benyttes. Der det stilles krav til undersøkelser som flisighetsindeks, LA-verdi, Micro-Deval-koeffisient og nedknusningsgrad. Til nedre frostsikringslag stilles krav til kornstørrelsen, finstoffinnhold og graderingstall. Der kan TBM kaks benyttes da frostsikringslag skal ha noe finstoff for å holde på vannet, noe som motvirker frostnedtrengningen. Det kan være behov for sikting og sortering hvis maksimal kornstørrelse overtredes.

TBM-kaks produsert av harde bergarter kan benyttes til underbygning og frostsikringslag så lenge det tilfredsstiller kravene gitt i SVV håndbøker. Dette kan oppnås ved frasikting, videre nedknusning, eller justering ved å tilføre materialer (SVV, 2018). Det er erfart fra tidligere

prosjekter at kaks fra svakere bergarter ikke egner seg til dette formålet som følge av de mekaniske egenskapene.

Betongtilslag

Betongtilslag krever spesifikk korngradering, kornform, mekanisk styrke, densitet, vannabsorpsjonsevner og kjemiske egenskaper. For å utnyttes til dette krever TBM-kaksen videre behandling. Kornformen til kaksen har en flisig form som krever knusing for å oppnå en mer kubisk form (kubisering).

Follobaneprosjektet demonstrerte at kravene nevnt ovenfor kan imøtekommes med et lokalt knuseverk. TBM kaks ble vellykket utnyttet til betongsegmenter på anlegget for tunellkledning. Prosjektet planla å benytte 10-15% av TBM kaksen som tilslag for betong produksjon. Dette kunne ikke bli gjennomført som følge av geokjemiske årsaker. 20% av stikkprøvene inneholdt spor av magnetkis. NS-EN 12620 krever at tilslag som inneholder magnetkis ikke kan ha mer enn 0,1% svovel som følge av risiko for avskalling. Dermed måtte prosjektet benytte et annet tilslag for å imøtekomme de gitte kravene (Kalager og Gammelsæter, 2019).

Ertegrus for tilbakefylling rundt skjold

Ertegrus er et materiale som blir brukt til å stabilisere segmentene når det bores med dobbelskjold TBM. Ertegrus blir brukt til formålet på grunn av sin gunstige runde form (ITA, 2014). TBM-kaks kan benyttes til dette formålet hvis materialet blir siktet og skalert til formålet. Brenner Base tunnelen i Østerrike benyttet rundt 15% av TBM-kaksen til formålet (Viot og Kuschel, 2020). Materialet må da tilpasses rørdimensjonen, da kornstørrelser større enn dette kan tette rørene. Kornformen kan i tillegg gjøre utpumpingen av materialet noe mer utfordrende.

Konklusjon

Hensikten med masteroppgaven var å undersøke deformasjonsegenskapene til TBM-kaks og sammenligne med knust stein. Dette er gjennomført ved å utføre totalt syv storskala ødometer forsøk, fire med TBM-kaks og tre med knust stein.

Tabell 3 viser sammendraget av de geotekniske egenskapene til de undersøkte materialene.

Tabell 3 Sammendrag av materialegenskaper

Parameter	Symbol		TBM-kaks	Knust stein
Vanninnhold	w	%	5.5 – 6,7	0,13 – 0,28
Tørrdensitet	ρ_d	t/m^3	1,93 – 1,96	1,72 – 1,94
Porøsitet	n	%	26,8 – 28,2	28,1 – 36,1
Vannømfintlig			Ja	Nei
Telefarlig			Ja, T2*	Nei, T1
Ødometermodulus	M	MPa	9,04 – 9,40	27,56 – 32,20
Spenningseksponent	a [σ<250kPa]		0,1 – 0,2	0,4 – 0,5
	a [σ>250kPa]			0,8 – 0,9
Modultallet	m [σ<250kPa]		24 – 28	127 – 170
	m [σ>250kPa]			228 – 270

Har ikke nok kapillært sug til å danne islinser.

TBM kaksen hadde en gjennomsnittlig tøyning på 11,1% med en porøsitet på 27,5% med en maksimal last på 500kPa med IL-forsøk. Gjennomsnittlig ødometermodul etter endt forsøk var 9,2 MPa, med en densitet på 2,1 t/m^3. Materialet oppnådde ikke den lave porøsiteten som ble oppnådd når det ble lagt ut og komprimert i felt, som er 20-25% (Dahl, 2018). Med gjennomsnittlig porøsitet og en last på 50 kPa på terrengoverflaten, indikerer

ødometerforsøkene at en 30 meters fylling vil få 21-22 cm setninger, mens en fylling av knust stein vil få 5 cm setning.

Basert på litteraturen presentert i masteroppgaven samt resultatene fra laboratorieundersøkelsene, konkluderes det med at TBM kaks produsert fra hard stein kan bli benyttet til en kvalitetsfylling med et vellykket resultat. Den knuste steinen var som forventet et stivere materiale enn TBM kaksen, der de estimerte setningene for en fylling fortsatt er lave. TBM-materialet kan bli utnyttet med videre prosessering til: betongtilslag, vei- og jernbanekonstruksjon samt ertegrus.

En takk til Bane NOR som har levert TBM-kaks, KSR Maskin som har hentet ut, siktet og skalert materialet og Franzefoss pukkverk som har levert knust stein. I tillegg en stor takk til Espen Andersen og Karl Ivar Kvisvik på det geotekniske laboratoriet på NTNU.

Kilder

Aksnes, A. et al. (2016) Lærebok vegteknologi. Hamar: NPRA.
Macias, J. and Bruland, A. (2014) D&B versus TBM: Review of the parameters for a right choice of the excavation method. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/264942493_DB_versus_TBM_Review_of_the_parameters_for_a_right_choice_of_the_excavation_method (Hentet: 19.10.2020).
Bruland, A. and Johannesen, O. (1991) Fullprofilmasser - Materialegenskaper og anvendelser, Prosjektrapport 16-91. Universitetet i Trondheim (Hentet: 30.10.2020).
NGI (1986) Prosjekt fullprofilmasser materialegenskaper. Oslo (Hentet: 13.11.2020).
NGI (2020) Vurdering av sedimentasjon av TBM-kaks ved utfylling i sjø. Laboratorie- og modellforsøk. (Hentet: 04.05.2021).
SVV (2014) R210 Laboratorieundersøkelser. Statens Vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/185231/binary/1276518?fast_title=H%C3%A5ndbok+R210+Laboratorieunders%C3%B8kelser+%2811+MB%29.pdf (Hentet: 13.11.2020).
SVV (2018) Håndbok N200. Statens Vegvesen. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2364236/binary/1269980?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+%2810+MB%29.pdf (Hentet: 27.05.2021).
ITA (2014) ITAtech Guidelines on Best Practices For Segment Backfilling, ITAtech, No. 4. Tilgjengelig fra: https://about.ita-aites.org/media/k2/attachments/ITAtech/ITA-AITES-Report_4-HD.pdf (Hentet: 28.05.2021).
COWI (2015) TILTAKSPLAN FOR FORURENSET SJØBUNN I PUDDEFJORDEN, BERGEN. Tilgjengelig fra: https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/tema/vann-hav-og-kyst/sjobunn---dumping-mudring-sandstrand/innhold-alle-fjorder-og-havner/bergen/tiltaksplan-puddefjorden.pdf/download (Hentet: 23.11.2020).
COWI (2020) 1-årskontroll etter tiltak mot forurenset sjøbunn i Puddefjorden. Bergen. Tilgjengelig fra: https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/renere-havn-bergen/puddefjorden (Hentet: 27.05.2021).
Norges Teknisk-Naturvitenskapelige og Statens vegvesen utvalg (1973) Frost i jord. (Sikring mot teleskade) (Hentet: 14.05.2021).
Dahl, M. (2018) Investigation of geotechnical properties of TBM spoil from the Follo Line Project, NTNU. Tilgjengelig fra: https://banenor.brage.unit.no/banenor-xmlui/handle/11250/2570668 (Hentet: 18.09.2020).
Janbu, N. (1970) Grunnlag i geoteknikk. Trondheim: Tapir akademiske forlag.
Motzfeldt, E. (1975) Bæreevnen av fundamenter på sand bestemt ved modellforsøk i kjempeødometer, NTNU. (Hentet: 20.04.2021).
Kjærnsli, B., Valstad, T. and Höeg, K. (1992) Rockfill dams. Trondheim: Tapir.
Kalager, A. K. and Gammelsæter, B. (2019) Did the selection of TBMs for the excavation of the Follo Line project tunnels satisfy the expectations?, WTC. Tilgjengelig fra: https://www.banenor.no/globalassets/prosjekter/follobanen/stian-nett/did-the-selection-of-tbms-for-the-excavation-of-the-follo-line-tunnels-satisfy-the-expectations-1.pdf (Hentet: 29.11.2020).
Bane NOR (2020) Vurdering av kvalitet av utført fylling ved Gjersrud - Stensrud (The Follo Line Project UFB-31-A-70105). Oslo (Hentet: 11.12.2020).
Brown, T. H. (2015) Part 7 Geotechnical in Institute for Transportation Research and Education, N. C. S. U. and Contents (ed.) Highway Engineering. USA: Elsevier Inc.
Gertsch, L. et al. (2000) Use of TBM Muck as Construction Material Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, pp. 379-402. Tilgjengelig fra: https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00007-4 (Hentet: 11.05.2021).
Standard Norge (2002) NS-EN 13450:2002+NA:2009 Aggregates for railway ballast: European Committee for Standardization. (Hentet: 10.05.2021).
Standard Norge (2012) NS-EN 933-1:2012 Tests for geometrical properties of aggregates
Part 1: Determination of particle size distribution Sieving method. (Hentet: 07.04.2021).
Standard Norge (2017) NS-EN ISO 17892-5:2017 Geotechnical investigation and testing. Tilgjengelig fra: https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN+ISO+17892-5%3a2017+Geotechnical+investigation+and+testing (Hentet: 23.02.2021).
Voit, K. and Kuschel, E. (2020) Rock Material Recycling in Tunnel Engineering, Applied sciences, No. 10. Tilgjengelig fra: https://www.mdpi.com/2076-3417/10/8/2722/pdf (Hentet: 28.05.2021).

GEVINSTER VED BRUK AV BIM-MODELLER, E6 ARNKVERN-MOELV

Benefits of using BIM models on the E6 Arnkvern-Moelv project

Terje Glad og Simen Andersen, Veidekke Infrastruktur

SAMMENDRAG

Veidekke ha i en totalentreprise for Nye Veier prosjektert, planlagt, gjennomført og ferdigstilt ny 4-felt E6 fra Nydal til Moelv på Innlandet. Prosjektet omfattet bygging av 24 km 4-felt motorveg, 42 bruer og kulverter, 1 km tunnel (H8 profil), 9.5 km gang/sykkelveg, 9 km fylkesveg, 11 km private/kommunale veger, 1 rasteplass, utlegging av ca. 280.000 tonn asfalt og en rekke andre lokale tiltak. Nye Veier hadde strenge krav og store ambisjoner rundt bruk av BIM og ny teknologi, blant annet ble det stilt krav om bruk av BIM nivå 3 (BIM Level 3 (gov.uk – Digital Built Britain/BEIS)

Veidekke gjennomførte hele prosjektet modellbasert, fra prosjektering med Sweco til ferdigstillelse og overlevering til Nye Veier. Dette har medført en rekke gevinster og fordeler. Blant annet ble det sammen med Vegdirektoratet utarbeidet prosesser for modellbasert godkjenning av konstruksjoner, all produksjon både av konstruksjoner, armering, grunnarbeider, masseflytting, tunnel og vegutstyr har vært utført med modellbasert produksjonsgrunnlag. Det er også blitt utarbeidet en digital tvilling av ferdig anlegg, som nå benyttes til oppfølging av drift og vedlikehold på kontrakten, noe som blant annet muliggjør bruk av XR-teknologi.

SUMMARY

In an EPC-contract with Nye Veier, Veidekke had the responsibility for design, planning, construction, completion and maintenance of a new 4-lane highway from Nydal to Moelv in Innlandet, Norway. The project includes construction of 24 km 4-lane , 42 bridges and culverts, 1 km tunnel (H8 profile), 9.5 km pedestrian / bicycle road, 9 km county road, 11 km private / municipal roads, 1 rest area, laying of approx. 280,000 tonnes of asphalt and a number of other local measures. Nye Veier had strict requirements and high ambitions regarding to the use of BIM and new technology. Requirements were set for the use of BIM level 3 (gov.uk - Digital Built Britain / BEIS)

Veidekke carried out the entire project model-based, from design with Sweco to completion and handover to Nye Veier. This has brought several gains and benefits. Among other things, processes for model-based approval of structures were prepared together with the Norwegian Public Roads Administration, and all production on structures, reinforcement, earthworks, mass relocation, tunnels and road equipment has been carried out on a model-based production basis. A digital twin of the completed project has also been prepared, which is now used to follow up operation and maintenance on the contract, which among other things enables the use of XR technology.

OPTIMALISERT KONSPET OG LØSNING FOR KONSTRUKSJONER

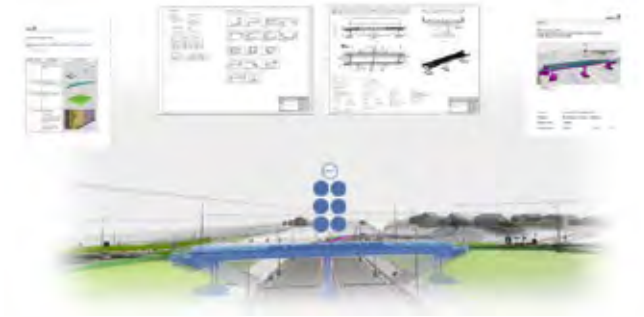
Tidlig i prosjektet ble det gjennomført en rekke ICE-møter og samhandlingsmøter med rådgivere fra Sweco, konstruksjonseksperter, anleggsledere, driftsledere formenn og ulike roller i Veidekke. Her ble det gjennom bruk av BIM-modeller og Involverende planlegging (IP)[1] utarbeidet konsepter og designbasis for bruer og kulverter, som ble optimalisert i forhold til Veidekke sin kunnskap, erfaring, bemanning og utstyr. Man kunne også gjøre simuleringer som bidro til å optimalisere design for bedre HMS under bygging, drift og vedlikehold.

[1] Involverende planlegging (IP) er Veidekke sin metodikk for planlegging og gjennomføring av prosjekt.

Figur 1 ICE møte for optimalisering av konsept for konstruksjoner

RASKERE GODKJENNING AV KONSTRUKSJONER

Alle konstruksjoner ble prosjektert modellbasert. Beregninger, detaljer, beskrivelser og annen dokumentasjon ble koblet som metadata og koblinger til de ulike objektene i modellen. I samarbeid med Vegdirektoratet ble det det utviklet en prosess hvor vurdering og godkjenning av konstruksjonene ble utført kun ved bruk av BIM-modellen. Dette medførte at man fikk bedre kommunikasjon og mer effektiv saksbehandling hos Vegdirektoratet, man fikk også effektivisert selve prosjekteringsprosessen, samtidig som den modellbaserte arbeidsmetodikken bidro til økt kvalitet og redusert prosjekteringsfeil. I sum har dette realisert at prosjektet har kunne både prosjektere, bygge og ferdigstille alle 42 konstruksjoner innen fristen.



Figur 2 Konstruksjonsmodell med all informasjon koblet til objekter.

SHA I PROSJEKTERING

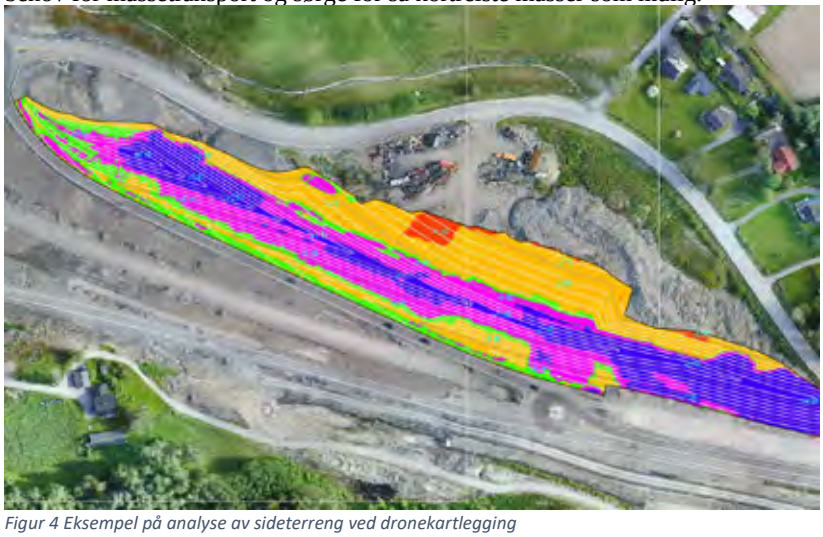
Prosjektet tok tidlig i bruk et modellbasert sakshåndteringssystem, hvor all kommunikasjon og styring av prosjektering ble utført. Systemet ble også tilpasset slik at det kunne brukes til å identifisere farer og risikoer i forbindelse med bygging, bruk, drift og vedlikehold av anlegget. Saker ble registrert direkte i modellen knyttet mot en posisjon eller et objekt, og det ble lagt inn informasjon for videre saksbehandling. Systemet bidro til videre oppfølging av saker og sporing av reduserende tiltak. Restrisiko ble videre overført og kommunisert til produksjon

Figur 3 Modellbasert saksbehandling og håndtering av SHA i prosjektering

OPTIMALISERT MASSEHÅNDTERING

Infrakit ble tatt i bruk som en skybasert BIM-plattform for flåtestyring, massetransport, distribusjon av maskinstyringsdata og produksjonsdata. Lastebiler, gravemaskiner, dumpere og annet utstyr ble koblet opp mot Infrakit, slik at man hadde full kontroll på posisjon, aktiviteter, produksjonsgrunnlag, og effektivitet. Dette ga et godt grunnlag for å kunne lage og følge opp planer for logistikk og transport i prosjektet, samtidig kunne man utføre nødvendige justeringer ved bruk av sanntidsdata.

Videre ble det brukt drone for kontinuerlig kartlegging og skanning av hele prosjektet, ved bruk av fotogrammetridata (punktskyer) kunne man fortløpende analyser og monitorere massebalansen, skjæringer og kapasiteter i fyllinger, sideterreng og deponier, for å redusere behov for massetransport og sørge for så kortreiste masser som mulig.

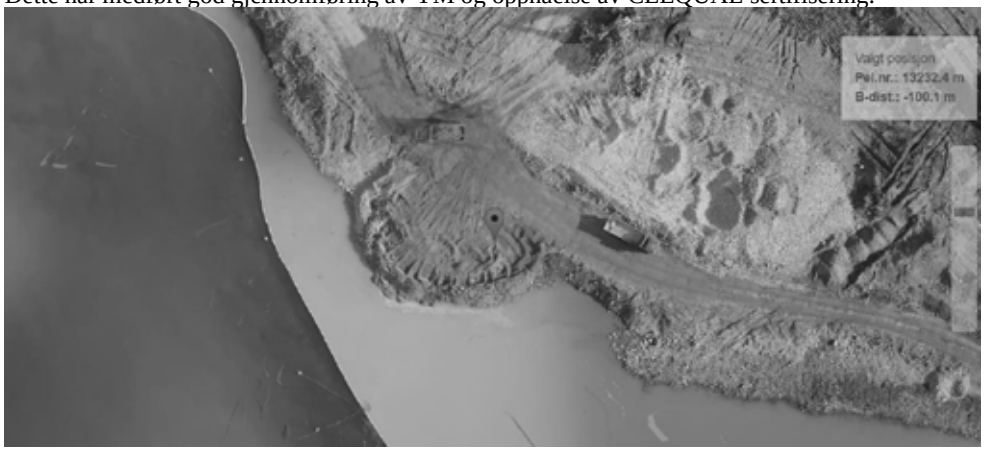


Figur 4 Eksempel på analyse av sideterreng ved dronekartlegging

Figur 5 Massetransport i Infrakit

BEDRE STYRING OG GJENNOMFØRING AV YM-TILTAK

Det ble laget en BIM og GIS-basert plan for Ytre Miljø (YM), dette gjorde at viktig informasjon fra YM ble enkelt tilgjengelig for personell. YM-planen bestod av restriksjonsområder, tiltaksplaner, oversikt og oppfølging av jordbruksarealer, håndtering av syredannende bergarter, med mer. Det ble også lagt opp et system for overvåking av ulike tiltak ved bruk av drone og sensorer, eksempelvis oppfølging av siltgardiner og utslipp i Mjøsa.
Dette har medført god gjennomføring av YM og oppnåelse av CEEQUAL sertifisering.



Figur 6 Overvåking av siltgarding ved arbeider langs Mjøsa, integrert i prosjektets BIM-Platform.

ENKEL TILGANG TIL RIKTIG INFORMASJON

Forskjellige operasjoner og arbeidsoppgaver stiller ulike krav til det nødvendige produksjonsgrunnlaget. Det vil for eksempel si at en jernbinder har et annet behov enn en rørlegger eller en maskinfører for å gjennomføre arbeidet sitt. Det er essensielt at den nødvendige informasjonen er lett tilgjengelig og oppdater på riktig format og enhet. Derfor valgte vi å benytte flere spissede plattformer for modellbasert informasjon. Eksempler på dette er å benytte Trimble Connect til å vise 3D-modeller av et VA-anlegg til planlegging og innkjøp inne på brakkeriggen, samtidig som den samme dataen kan presenteres på et nettbrett i 2D via Infrakit, mer tilpasset arbeidet som skal utføres ute i feltet.

Figur 7 Bruk av XR (hololens) for kvalitetssikring ifb montering av veggelementer

PLANLEGGING OG GJENNOMFØRING AV KOMPLEKSE OPERASJONER

Ved hjelp av aktiv bruk av modeller, dronedata og simuleringer har man kunne først og fremst sørge for en god involverende planlegging av den daglige driften i et komplekst prosjekt langs en tungt trafikkert E6. Men det har også vært et essensielt verktøy for planlegging og gjennomføring av en rekke komplekse operasjoner. Blant annet ble det bygget en ny 50 meter lang og 1200 tonn tung jernbanebru på Dovrebanen. Bruen ble bygget 200 meter på siden fra eksisterende jernbanebru.

I løpet av et 72 timers langt totalbrudd ble den eksisterende bruen og jernbanefyllingen fjernet, det utført masseutskifting av 10000 kubikk, det ble etablert ny drenering og overvannsystem, bruen ble flyttet inn og jernbanefylling, spor, signal og KL-anlegg ble reetablert.

Figur 8 Under inflytting av ny jernbanebru i Brumunddal.

Operasjonen innebar en stor mengde samtidige arbeider på et begrenset areal, med mange ulike aktører. Ved bruk av modellbasert planlegging fikk man et svært godt samspill med alle underleverandører og samarbeidspartnere, og man fikk laget gode og omforente planer. Simuleringer og modeller som ble utarbeidet i planleggingen ble et godt grunnlag for å kommunisere og følge opp planene til alle involverte under gjennomføringen.

Figur 9 Modellbasert faseplan/simulering av innflyttingen.

DIGITAL TVILLING SOM SLUTTDOKUMENTASJON

Ved bruk av prosjekterte data, innmålinger og automatisering har det blitt laget en digital tvilling av hele det ferdig bygde anlegget. Den består av en database med BIM-objekter for alt som er bygget, alt fra kummer, rør, lysmaster, skjæringer, fyllinger, asfalt, vegmerking, rekkverk skilt og leskur. Alle objekter har informasjon om kvalitet, produktinformasjon, NVDB-data og kobling til dokumentasjon (driftsinstrukser, FDV-dokumentasjon, utførelsesdokumentasjon, sertifikater, datablad, med mer)

Dette muliggjør at man i dag kan utføre inspeksjoner og registreringer mer effektivt ved hjelp av XR-enheter. Dette gjør at våre veivoktere som skal følge opp prosjektet i vedlikeholdsfasen har full kontroll på all infrastruktur, og kan utføre logging og registrering for å vedlikeholde den digitale tvillingen.

Figur 10 Bruk av XR-enhet under inspeksjoner

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

DIGITAL ARBEIDSFLYT FOR SIKRING AV BERGSKJÆRINGER - INNOVASJONER OG MULIGHETER FOR FREMTIDEN

Digital workflow for rock slope support – innovations and future possibilities

Jessica Ka Yi Chiu og Tom Frode Hansen, NGI

SAMMENDRAG

Ekspertutvalget som vurderte raset på E18 ved Larvik i 2019 påpekte viktigheten av god dokumentasjon av høye bergskjæringer for oppfølging og vedlikehold. En digital arbeidsflyt, som samler inn alle de nødvendige data til kvalitetskontroll og sluttdokumentasjon vil kunne vesentlig øke kvaliteten og sporbarhet av dokumentasjon i forhold til dagens praksis. En digital tvilling av bergskjæringer i hele livsløpet av bergskjæringen danner også grunnlag for prosjektering av sikring og oppfølging etterpå. En digital tvilling bør inkludere alle geometriske data og stedfestet informasjon fra kartlegging og bergsikring, samt driftsdata fra alle boreoperasjoner ved berguttak og bergsikring. Digitalisering gir også mulighet til å automatisere en rekke arbeidsprosesser og fasilitere data-drevet prosjektering av bergskjæring for bedre sikkerhet og produktivitet for bygging og sikring av bergskjæringer. Denne artikkelen presenterer eksempler fra state-of-the-art forskning og utvikling i en digital arbeidsflyt for bergskjæring.

SUMMARY

The expert committee that assessed the wedge failure on E18 at Larvik in 2019 pointed out the importance of good documentation of high rock slopes for follow-up and maintenance. A digital workflow, which collects all the necessary data for quality control and final documentation, will significantly increase the quality and traceability of documentation compared to current practice. A digital twin of rock slopes throughout the slopes' life cycle also forms the basis for designing slope support and follow-up afterwards. A digital twin should include all geometric data and location information from mapping and slope support, as well as operational data from all drilling operations for rock excavation and slope support. Digitisation also provides the opportunity to automate a series of work processes and facilitate data-driven rock slope design for better safety and productivity for construction and slope support. This article presents examples from state-of-the-art research and development in a digital workflow for rock slopes.

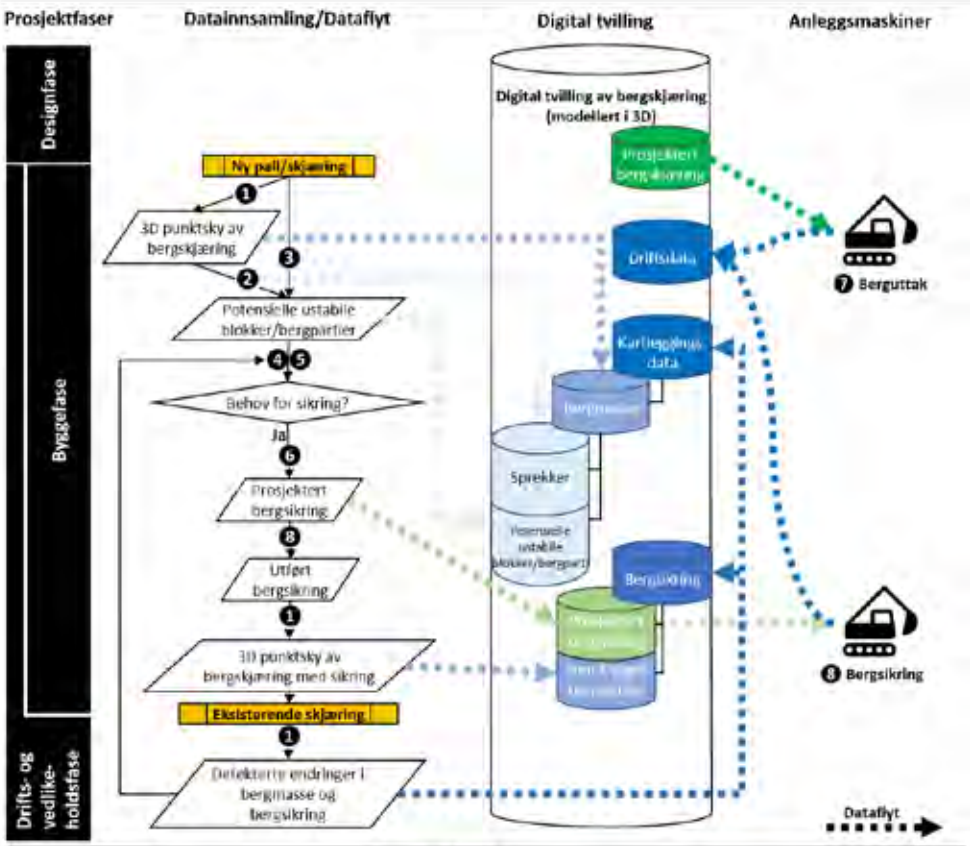
INNLEDNING

Med bakgrunn i raset på E18 ved Larvik i 2019 anbefalte ekspertutvalget at det for høye bergskjæringer med høyde > 10 m stilles "krav til kartlegging, risikovurdering, utformings- og sikringstiltak, beskrivelser, fagkyndig oppfølging og dokumentasjon", og anbefaler videre en kvalifisert revurdering av stabilitet og sikring i vegvedlikehold (Nilsen et al., 2020). Disse foreslåtte tiltakene gjelder dermed bergskjæringer i planlegging-, bygge- og vedlikeholdsfase. For å dokumentere informasjon om bergskjæringer med formålet å vurdere stabilitet og sikringstiltak i alle faser, er det viktig med en standardisert praksis. En digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæringer, som produserer sporbar og konsistent dokumentasjon, vil gi

muligheter for risikovurdering og fagkyndig kvalitetskontroll i hele det livsløpet av bergskjæringer. Fig. 1 viser essensen i en foreslått digital arbeidsflyt for bergskjæringer i både byggefase, drifts- og vedlikeholdsfase.

Navet i en digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæring er en digital tvilling av bergskjæringer i bygge- og driftsfase. Den digitale tvillingen bør inneholde "alle data" for skjæringen; som 3D modell av bergmasse, oppsprekking, sikringstiltak, samt ingeniørgeologisk kartlegging og measurement-while-drilling (MWD)-data. En digital tvilling av bergskjæringer bør lages både for nye og eksisterende høye bergskjæringer. For nye bergkjæringer bør en digital tvilling lages og oppdateres i løpet av byggefasen for prosjektering og oppfølging. For eksisterende bergskjæringer vil en digital tvilling benyttes til vurdering av stabilitet og behov for ettersikring.

Det bemerkes at feltobservasjoner fortsatt er viktige i alle faser. Feltobservasjoner bør stedfestes og dokumenteres i den digitale tvillingen, slik at data fra feltobservasjoner kan spores tilbake i ettertid. Datainnsamling og metode for bygging av modell må ikke være for omfattende og "high-tech". Da vil dette bli for dyrt, ta for lang tid, og ikke bli gjennomført. Eksisterende innsamlet data på anlegget bør fortrinnsvis benyttes. Dette kan eksempelvis være entreprenørens dokumentasjon (skann/bilder) av gjennomført bergskjæring, dronebilder for dokumentasjon av anlegget. Med dette som bakgrunn gir artikkelen forslag til implementering av en digital arbeidsflyt for bergskjæringer for infrastruktur- og samferdselsprosjekter.



Arbeidsprosess	Digitalisering
❶ Skanning/fotogrammetri og dataprosessering	Objektgjenkjenning for sprekker, blokker og bergsikring i 3D punktsky; automatisert deteksjon av endringer (ikke aktuelt for ny skjæring).
❷ Digital kartlegging	Innhenting av geometridata basert på 3D punktsky av bergmasse; modellering av potensielle glideflater for totalstabilitetsvurdering; verifisering i felt med hjelp av AR.
❸ Felt kartlegging + eventuelle laboratorietesting	Digital registrering av felt observasjoner og laboratorieresultater; grov stabilitetsberegning i felt.
❹ Lokalstabilitetsvurdering	Automatisert stabilitetsberegning av blokker hentet fra sprekkemodell.
❺ Totalstabilitetsvurdering	Grov beregning av totalstabilitet i felt med smart telefon/nettbrett; detaljert beregning/numerisk modellering basert på modellert glideflate dersom totalstabilitet er usikker.
❻ Prosjektering av bergsikring	Prosjektering av bergsikring basert på 3D modeller; sjekk av plassering i felt med hjelp av AR.
❼ Utførelse berguttak	Innsamling av MWD-data fra boring fra sprengning.
❽ Utførelse bergsikring	3D-modeller av prosjekterte bergsikring som input til boremaskin; anleggsoppfølging og kvalitetskontroll av utførte bergsikring med hjelp av AR og bergsikringsmodeller (både prosjekterte og som-bygget modeller). Innsamling av MWD-data fra boring for bergsikring.

Fig. 1 Flytskjema av de essensielle elementene i en digital arbeidsflyt, digital tvilling, og flyt av maskindata for bergskjæringer i alle fasene. AR = utvidet virkelighet (engelsk: augmented reality).

STABILITETSVURDERING

En digital arbeidsflyt for sikring av bergskjæring må tilrettelegge for vurdering av både lokal- og totalstabilitet. Kvaliteten av slike vurderinger er avhengig av ingeniørgeologens erfaring. Vanskelig tilkomst og ulik anleggserfaring kan medføre ulik kvalitet på vurderinger i felt. Med bruk av 3D-modell av bergmasse kan stabilitetsvurdering av bergskjæringer utføres basert på en detaljert geometri. 3D-modell av bergmasse basert på en høyoppløsning 3D punktsky gir viktig geometrisk grunnlag for beregning av stabilitet, både for lokalstabilitet og totalstabilitet. En mer nøyaktig volumberegning av den ustabile blokk/bergparti og representative målinger av sprekkeorientering vil kunne minimalisere over- og undersikring.

Lokalstabilitetsvurdering (prosess 4 i Fig. 1)

Dagens praksis for lokalstabilitetsvurdering og bolteanvisning er i hovedsak gjennomført i felt. Ingeniørgeologen inspiserer visuelt enkeltblokker som potensielt er ustabile. Feltvurdering er ofte gjennomført med hjelpe av et geologisk kompass for å måle orientering av glideflaten som kan ha betydning i den kinematiske stabiliteten og en linjal/målebånd for å estimere ruhet av glideflate og blokkstørrelse. Deretter anviser ingeniørgeologen plasseringen, lengden og orienteringen av bergbolter for bergsikring. Beslutningen som tas i felt er normalt basert kun på feltobservasjoner, og vil ofte være konservativ for å ta høyde for usikkerhet knyttet til et begrenset antall målinger. Samtidig er det sannsynlig å overse enkeltblokker.

Stabilitetsvurdering av enkeltblokker uføres ofte etter en erfaringsbasert "mageføelse" og er sjelden basert på håndberegning i felt. Når smart telefon og nettbrett er lett tilgjengelig kan en ingeniørgeolog utfører beregning relativt raskt i felt med slike verktøy, f.eks. med hjelp av et regneark i mobilen/nettbrett (Fig. 2) eller applikasjon (Fig. 3). En slik beregning kan fungere som en sjekkliste/flytskjema hvor man går igjennom og vurderer alle parameterne. Beregninger kan også lagres og kontrolleres i etterkant.

Lokalstabilitet som innebærer stabilitet av enkeltblokker kan vurderes med hjelp av en 3D sprekkemodell basert på 3D-modellen av bergmassen. For å segmentere ut enkeltblokker fra bergskjæringer som muligens skal sikres med spredt bolting vil en punktsky med en gjennomsnittlig punkttetthet på 3 cm centimeter erfaringsmessig være tilstrekkelig. Det eksisterer allerede algoritmer som kan generere sprekkeflater automatisk direkte fra 3D-punktsky, som f.eks. FACETs i CloudCompare (Dewez et al., 2016), Matlab-basert Discontinuity Set Extractor (Riquelme et al., 2014), og via maskinlæring (f.eks. Kong et al., 2021). Kommersiell software (f.eks. Maptek PointStudio) kan også generere sprekkeoverflate semi-automatisk, f. eks. å finne sub-parallelle sprekkeflater basert på en referanse sprekkeflater og angitt størrelse, eller estimere en "best-fit" sprekkeflater basert på flere håndplukkete 3D-punkter i 3D-modellen (Agyei-Dwarko og Kveldsvik, 2019). En sprekkemodell danner grunnlag for gjenkjenning av enkelblokker i bergmassen.

Med hjelp av parametrisk modellering og prosjektering kan man beregne stabilitet og prosjektere boltesikring av enkeltblokker basert på den detaljerte 3D-modellen. Dette er demonstrert i Roset (2020) (Fig. 4). "Automate from Excel"-funksjonen i RocScience sine dataprogrammer, som RocPlane, Swedge og RocTopple, er tilrettelagt for beregning av stabilitet og sikringsbehov av flere blokker samtidig.

Neste steg vil være å utvikle en fungerende arbeidsflyt for automatisert lokalstabilitetsberegning av bergskjæring samt prosjektering av sikring med spredte bolter.

Den vil innebære en kobling mellom eksisterende algoritmer og dataprogrammer:

1. Gjenkjenning av blokker fra en 3D punktsky, f.eks. Kong et al., 2021.
2. Automatisert beregning av stabilitet og sikringsbehov, f.eks. via "Automate from Excel"-funksjonen i RocScience programmene.

Totalstabilitetsvurdering (prosess 5 i Fig. 1)

En totalstabilitetsvurdering innebærer stabilitetsbergening av hele eller store deler av bergskjæringen, og krever god oversikt over geometrien og egenskapet av den potensielle glideflaten. En modellert glideflate kan interpoleres basert på feltobservasjoner og digital kartlegging i en 3D-modell av bergmassen, og eventuelt boring og laboratorietesting. En 3D-modell av glideflaten vil muliggjøre en bedre oversikt av geometrien av den potensiale ustabile bergpartiet og bedre sikkerhet i stabilitetsvurderingen enn uten 3D modellering.

Eksempelvis ble det for Bollerudskjæringen i Intercity prosjektet Nykirke-Barkåker, laget en 3D-modell av bergmassen før og under bygging av bergskjæringen (Fig. 5). Etter 1. pall ble det oppdaget en gjennomsettende glideflate som er vurdert å kunne påvirke totalstabilitet. Med bruk av Leapfrog Works ble glideflaten modellert i 3D via interpolering av sprekkeorientering av de eksponerte overflatene som muligens tilhører den samme glideflaten innhentet fra 3D-modeller av bergmassen. En risikovurdering ble deretter gjennomført via numerisk modellering på grunnlag av den 3D glideflaten og den planlagte bergskjæringen. 3D-modellene av bergmasse og glideflate ble oppdatert etter sprenging av den neste pallen. Risikovurdering ble deretter revurderte.

En overordnet stabilitetsberegning kan eventuelt gjennomføres i felt med bruk av smart telefon/nettbrett beskrevet i forrige avsnitt (se også Fig. 2 og Fig. 3). Resultatene fra beregningen kan gi et imidlertid grovt estimat på midlertidig sikring, mens permanent sikring/ettersikring skal vurderes med et bedre datagrunnlag og mer grundig beregning på kontoret.

Fig. 2 Beregning av blokkstabilitet mot planglidning og eventuelt boltesikring i nettbrett via regneark i felt.

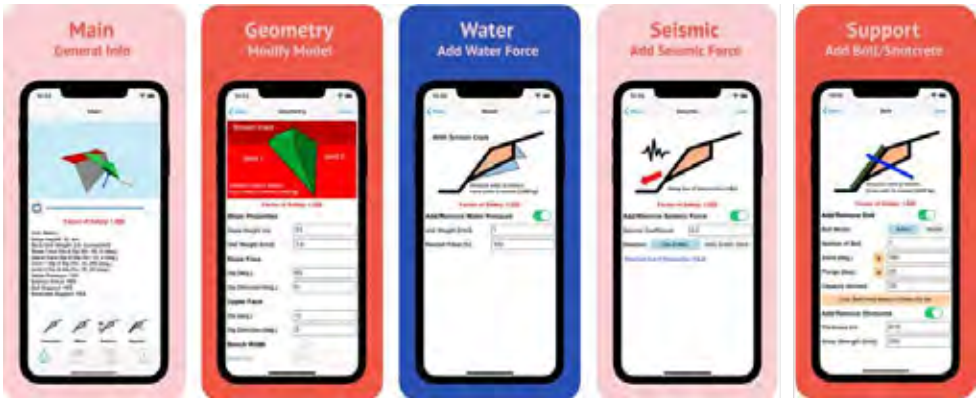


Fig. 3 wSlope er en mobil app som kan brukes til beregning av stabiliteten og bergsikring for kileutglidning, basert på Goodman og Shi (1985) (Mikola 2020). Kilde: App Store

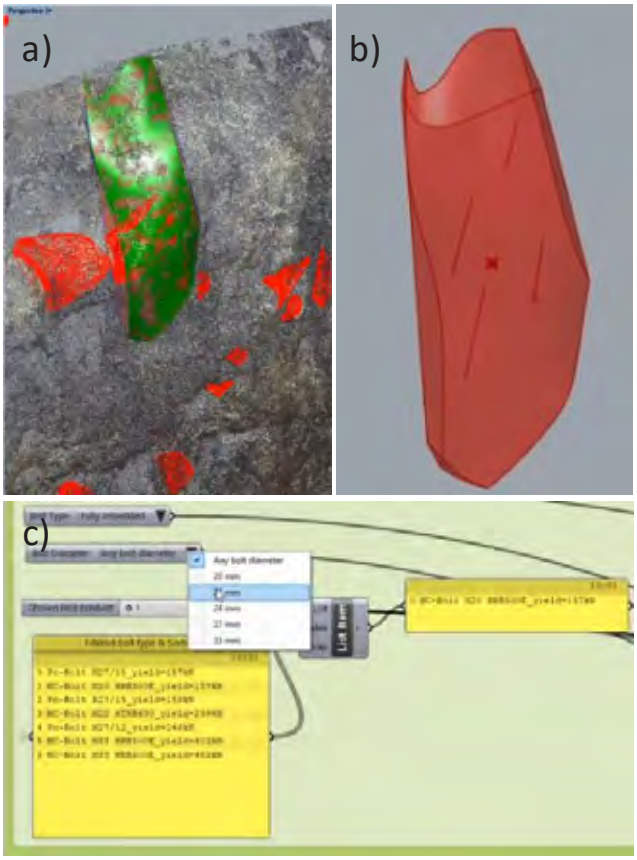


Fig. 4 Konsept av stabilitets- og sikringsberegning med hjel av Rhino3D/Grasshopper for a) segmentering av enkeltblokk basert på kartlagte sprekker som kan medføre planutglidning (røde mesher i 3D punktsky, identifiseres ved kinematisk analyser); b) prosjektering og visualisering av bergbolter, med boltetyper hentet fra et bibliotek av bolter som typisk finnes i markedet (vist i c).

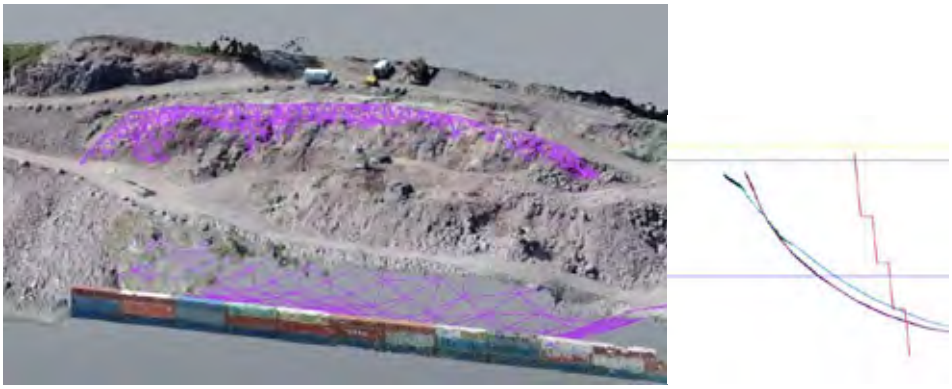


Fig. 5 Eksempel fra Bollerudskjæring: oppdatering av antatt glideflate (den blå linjen i tverrsnitt tatt fra midten av skjæringen) basert på ny drone-modell med skjæringsflaten sprenges omtrent ned til glideflaten. Den opprinnelige antatte glideflaten (lilla), som ble modellert basert kun på observasjoner i den øvre venstre kanten og langs toppen av glideflaten, var steilere.

DOKUMENTASJON

Det stilles krav fra Vegnormal N200 at den utførte sikringen og de geologiske forholdene i bergskjæringer skal dokumenteres i sluttrapport for fremtidig vedlikehold (Statens Vegvesen, 2021). En digital tvilling av nye bergskjæringer som inneholder all informasjon i sluttrapporten bør lages for å tilfredsstille kravet. En slik dokumentasjon, i form av en 3D modell beriket med informasjon, vil hjelpe nye personer med å sette seg inn i problemstillingen, og gi en bedre oversikt for senere å gjøre nye vurdering på grunnlag av den allerede tilgjengelige 3D modellen. Data i en 3D modell av bergskjæringer som sluttdokumentasjon kan grovt deles i tre typer avhengig av hvordan data er innhentet; kartleggingsdata, driftsdata og sikringsdata.

Kartleggingsdata (prosess 1, 2 og 3 i Fig. 1)

Laser-skanning eller fotografering for 3D-modellering av bergmassen og den utførte sikringen bør være en del av normal anleggsdrift (prosess 1 i Fig. 1). Det vil si at som-bygget dokumentasjon fra entreprenør fortrinnsvis skal brukes til modellen, slik at man unngår å samle inn data i en fordyrende ekstra prosess senere.

Dersom mulig, bør alle kartleggingsdata, enten innsamlet i felt eller i en 3D-modellen dokumenteres som georefererte 3D objekter i modellen i alle faser. Dette bør også gjennomføres for kartlegging av overliggende terreng for vurdering av steinsprang og skredfare. For eksempel, beliggenheten til lokaliteter hvor det er gjort observasjoner/målinger bør dokumenteres med stedfestede punkter i 3D modell, med de relevante beskrivelser og bilder lagt til som egenskap til datapunktene. Resultater fra kartlegging av sprekker, glideflater og svakhetssoner bør dokumenteres helst som 3D-flater som viser beliggenhet og den mulige utstrekningen av disse geologiske strukturer. Potensielle ustabile partier (blokk/bergparti) bør dokumenteres som en 3D solid/lukket mesh slik at det er mulig å estimere volumene. Forekomst av grunnvann bør også markeres i 3D modellen. Det skal skilles mellom fakta og tolkninger, etter normal praksis i ingeniørgeologisk prosjektering.

En 3D-modell av bergmasse i eksisterende bergskjæring kan lages til tross for at nettsikring er montert. Dette kan gjennomføres med hjelp av laser-skanning fra en tilpasset avstand hvor laser stråler går gjennom åpningen av nettet. Punktskyen fra skanningen som er reflektert av nettene skal fjernes før videre prosessering av 3D punktsky for bergmassemodellen.

Driftsdata (prosess 7 og 8 i Fig. 1)

De fleste tunnelprosjekter i Norge i dag stiller krav til innhenting av MWD-data. Anvendelse av MWD fra boreoperasjoner bør utvides til også å gjelde for bergskjæringer. MWD-data bør være en del av entreprenørens bolterapport og vises i 3D-modellen.

Innhenting og prosessering av sanntids MWD-data i sprengningshull og sømboringshull kan gi mulighet for en datadrevet optimalisering for sprengning av bergskjæringer. Sanntids MWD-data i sonderhull og boltehull kan brukes til å kartlegge variasjoner i grunnforhold og beliggenhet av mulige store svakhetssoner i bergmassen. På grunnlag av disse informasjonene kan en ingeniørgeolog justere den endelige lengden av boltehull i forhold til den ønskede forankringslengden for bergbolter.

Erfaringsmessig vil manuell boring skape støy i MWD-data. For å kunne bruke MWD-data til ingeniørgeologisk vurdering, må boringen gjennomføres automatisk i så stor grad som mulig langs hele hullelengden. Det kreves forskning og utvikling innen sensorteknikk og dataprosessering for å øke oppløsning og ømfintlighet av MWD-data. MWD-data med millimeter-oppløsning vil kunne gi bedre detaljer informasjon om bergmassen, muligens individuelle sprekker som er boret gjennom. I tillegg må det utvikles metoder for geometrisk posisjonering av boreriggen i dagsone for å kunne posisjonere boret hull og MWD-data i 3D-modellen, samt å muliggjøre automatisk styrt boring for bergskjæring. En konseptuell figur med bruk av MWD-data i bergskjæringer er vist i Fig. 6. Dataflyt av driftsdata fra maskin til den digitale tvillingen av bergskjæringer er vist Fig. 1.

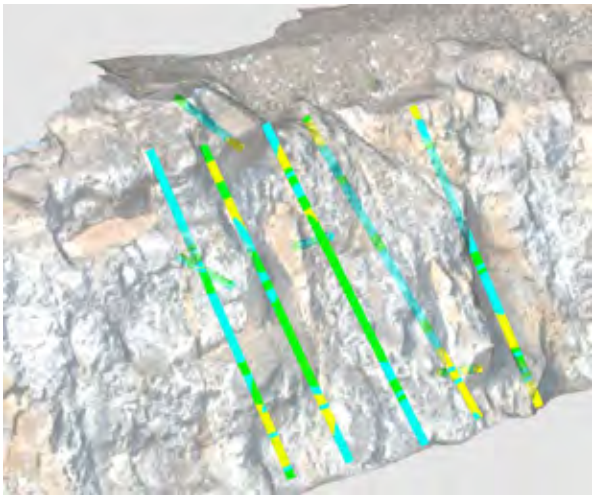


Fig. 6 Konseptuell figur med bruk av MWD-data i bergskjæringer. MWD-data i sprengningshull (lange og parallelle hulle med skjæringsfalte) og boltehull (korte hulle inn i bergmassen i bergskjæringen).

Bergsikring (prosess 1, 6 og 8 i Fig. 1)

Den prosjekterte bergsikringen bør modelleres i 3D og i formater som kan overføres til maskin for installasjon av bergsikring og boring av sprengningshull. Fig. 7 illustrerer muligheten til å modellere boltesikring i forhold til beliggenhet av et mulig glideplan i bergskjæringen via parametrisk modellering. Den utførte bergsikring for bergskjæring er en viktig del av den digitale tvillingen for bergskjæringer. En som-bygget 3D modell av utførte bergsikring bør være sluttdokumentasjon for nye bergskjæringer. Alle geometriske-og tekniske metadata om bergsikring bør være tilgjengelige. Utførte bergbolter bør som minimum dokumenteres med bolttype, boltekapasitet, boltediameter, boltelengde, orientering, diameter av boltehull, krav om eventuelt forspenning, osv.

For eksisterende bergskjæringer bør ensom-bygget modell bygges så komplett som mulig, med bakgrunn i all tilgjengelige informasjonen. 3D-modellen av den utførte bergsikringen skal oppdateres etter det periodiske vedlikeholdet.

Med bruk av maskinlæring på data med høy oppløsning fra skann/foto av som-bygget bergskjæring kan den utførte bergsikringen modelleres i en stor grad automatisk. Dyp læring (engelsk: *deep learning*) er egnet for effektiv og nøyaktig gjenkjenning av objekter i bilder og 3D punktsky. Gallwey et al. (2021) brukte styrt dyp læring (engelsk: *supervised deep learning*) til å automatisk segmentere bergbolter ut fra en 3D punktsky i tunnel (Fig. 8). Den samme teknikken bør utvikles for alle typer bergsikring for bergskjæring. En utfordring med en styrt læreprosess er behovet for et stort datasett med merkete data, dvs. data fra mange skjæringer hvor bergsikring er markert. Med en økende grad av datafangst på anlegg bør merkete data fra bergskjæringer publiseres for forskning innenfor automatisert objektgjenkjenning og segmentering.

Fig. 7 Modellering av bergbolter med hjelp av Rhino3D/Grasshopper, visualisert sammen med skjæringsoverflaten og modellert glideplan. Boltemodeller med tilhørende informasjon (diameter, lengde, orientering, type) kan eksporteres til åpent format som IFC for bruk i forvaltning, drift- og vedlikeholdsfasen (FDV).

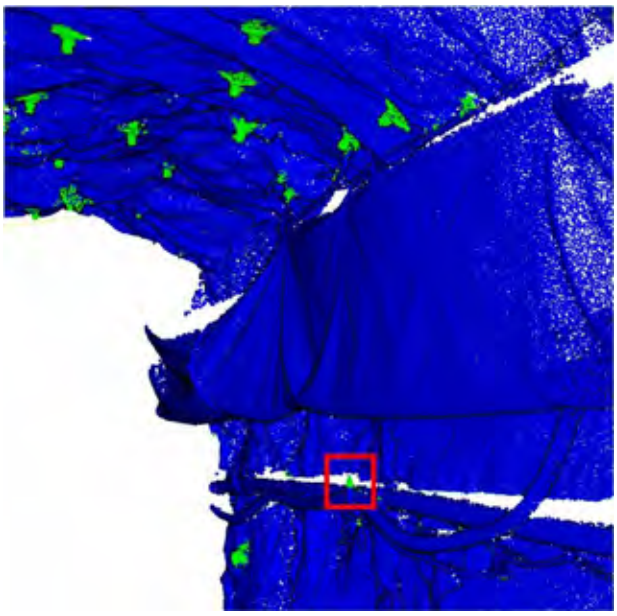


Fig. 8 Automatisk gjenkjenning av bergbolter (grønt) i lidar-punktsky i tunnel med hjelp av maskinlæring. Kilde: Gallwey et al., 2021.

KVALITETSKONTROLL

Dersom det er laget en 3D-modell bør den inngå i kvalitetskontrollsrutinen for prosjektering og utførelse av arbeid for bergskjæring. Selve 3D-modellen må også kontrolleres.

Resultater som er tolket fra 3D-modellen bør verifiseres i felt. For eksempel, enkelte potensielle ustabile blokker som er tolket med hjelp av 3D-modellen bør verifiseres i felt før man krysser av om det er behov for bergsikringen. Plassering av prosjektert bergsikring bør også sjekkes i felt før man installerer bergsikringen. Eventuell endringer/supplering i vurdering og prosjektering basert på feltobservasjoner skal kommenteres og oppdateres i 3D-modellen slik at alle endringer/suppleringer er begrunnet og dokumentert.

Man bør følge opp det pågående arbeidet i felt opp mot 3D-modellen fra prosjektering. Dette er for å kontrollere om all prosjektert bergsikring er utført og riktig plassert. Utførte bergsikring kan kontrolleres ved å sammenlignesom-bygget modellen og modellen fra prosjektering.

For å utføre felt-basert kvalitetskontroll beskrevet ovenfor kan man bruke utvidet virkelighet (AR, engelsk: *augmented reality*)-teknologi. Fig. 9 viser muligheten til å vise den virtuelle sprekkemodellen av bergskjæring i den fysiske verden via et nettbrett. Dersom en nøyaktig georeferering av AR-modellen er viktig må man bruke en antenne for nøyaktig GPS-posisjonering, et eksempel på en slik utstyr er Trimble SiteVision (Fig. 10).

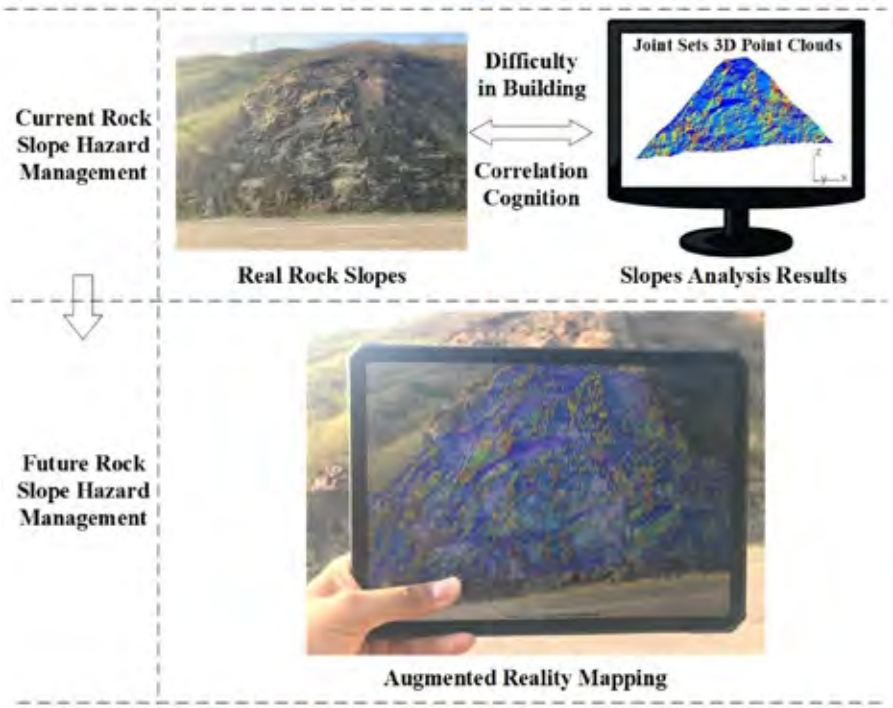


Fig. 9 Bruk av utvidet virkelighet (AR) til visning av sprekkemodellen i felt. Kilde: Zhang et al., 2019.

Fig. 10 Bruk av utvidet virkelighet (AR) til visning av modellen av prosjektert bergskjæring for anleggsoppfølging i felt med hjelp av Trimble SiteVision. Prosjekt E16 Bjørum-Skaret. Kilde: Statens Vegvesen, Skanska og Aas-Jakobsen/ViaNova-Nettverket.

AUTOMATISERING I BYGGING AV BERGSKJÆRING I FREMTIDEN

Mye av den digitale teknologien beskrevet i de forrige avsnittene eksisterer allerede. Det kreves midlertid innsats fra alle aktører i bransjen for å konsolidere kunnskap, standardisere praksisen og ta i bruk en "heldigital" arbeidsprosess for bygging av bergskjæringer i infrastruktur- og samferdselsprosjekter. Gjennom forskning- og utviklingsprosjekter i samarbeid mellom de ulike aktørene i arbeidsflyten, kan digitalisering muliggjøre data-drevet og automatisert bygging av bergskjæring i fremtiden. Følgende liste oppsummerer dagens fokus innenfor forskning og utvikling for bygging av bergskjæring i bransjen:

- Algoritmer for rask og automatisk blokkgjenkjenning i bergskjæring, via deterministiske metoder og maskinlæring.
- Automatisk beregning av stabilitet av enkeltblokker via probabilistisk metode. Det beregnes konfidensintervall og sannsynligheter knyttet til stabiliteten av enkeltblokker.
- Optimalisering av bergsikring via maskinlæring og evolusjonære metoder. Det predikeres forslag til bergsikring og eventuelt overvåkning som kan optimalisere flere mål, som kostnad, risiko, anleggsgjennomføring, bærekraft, osv.
- Automatisk boring for bergsikring i bergskjæring.
- Høyoppløsning MWD-data innsamling i bergskjæring.
- Automatisk deteksjon av eksisterende bergsikring og av endringer i bergskjæring med bruk av høyoppløsning 3D punktsky innhentet i ulike tidspunkt, eksempelvis hvert 5-10 år.

KILDER

Agyei-Dwarko N. Y. & Kveldsvik V. (2019). Digital bergmassekartlegging: bruk av 3D modeller fra dronebilder i bergskjæringsstabilitetvurdering. Eksempler fra E-18 Rugtvedt-Dørdal vei. I S. Bjøru, H. Wiig, V. Woldsengen & S. Engen (Red.), Fjellsprengningsdagen 2019 (27.1-27.27).

Dewez T., Girardeau-Montaut D., Allanic C. & Rohmer J. (2016). Facets: A cloudcompare plugin to extract geological planes from unstructured 3d point clouds. International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - IS-PRS Archives, 41 (July), 799-804.

Gallwey J., Eyre M., & Coggan J. (2021). A machine learning approach for the detection of supporting rock bolts from laser scan data in an underground mine. Tunnelling and Underground Space Technology 107: 103656.

Goodman R.E. & Shi G. (1985). Block theory and its application to rock engineering.

Kong D., Wu F., Saroglou C., Sha P. & Li B. (2021). In-Situ Block Characterization of Jointed Rock Exposures Based on a 3D Point Cloud Model. Remote Sensing 2021, Vol. 13, Page 2540, 13 (2540).

Mikola R.G. (2020) wSlope. Roozbeh Geraili Mikola– Homepage. http://www.roozbehgm.com/wslope.html

Nilsen B., Beitnes A., Kveldsvik V., Nordgulen Ø. & Okstad E. (2020). Raset på E18 ved Larvik 13.desember 2019 - Ekspertutvalgets rapport, 82p.

Riquelme A. J., Abellán A., Tomás R. & Jaboyedoff M. (2014). A new approach for semiautomatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. Computers and Geosciences, 68, 38-52.

Roset O. (2020) Veien mot en helhetlig digital arbeidsflyt i bergsikringsbransjen. En mulighetsstudie av hvordan parametrisk design og BIM kan nyttiggjøres ved sikring av bergskjæringer (masteroppgave), NTNU.

Statens Vegvesen (2021). Vegnormal N200 Vegbygging.

Zhang Y., Yue P., Zhang G., Guan T., Lv M. & Zhong D. (2019). Augmented Reality Mapping of Rock Mass Discontinuities and Rockfall Susceptibility Based on Unmanned Aerial Vehicle Photogrammetry. Remote Sensing 11, no. 11: 1311.

ERFARINGER MED SPRENGNING UNDER VANN

Experience with underwater blasting

Ole Martin Mossestad, Sivilingeniør, Sjøentreprenøren AS

SAMMENDRAG

Sprengning og gravningsarbeider under vann, også kjent som mudring, skiller seg fra konvensjonelt arbeid over vann, ved en rekke punkter. I denne artikkelen tar vi for oss de ulike tiltakene som vanligvis benyttes for å sikre at arbeidene foregår forsvarlig mht. ytre miljøer. Dette er viktig fordi vi i det maritime miljøet må forholde oss til en rekke sårbare organismer og andre sårbare elementer. Vi tar for oss tiltak som siltgardin, mudring med lukket grabb, elektronisk tenningssystem og turbiditetsovervåkning. Vi ser også på bruk av boblegardin og fordemning av borehull for å motvirke støy og trykkbølger i vann grunnet undervannssprengning. Det redegjøres for våre erfaringer knyttet til de ulike tiltakene, og våre generelle vurderinger av prosessen som leder frem til de konkrete tiltakene.

SUMMARY

Underwater blasting and excavation work, also known as dredging, differs from conventional construction work on several points. In this article we consider the various measures that usually are used to ensure that the work is carried out properly regarding the external environments. This is important because in the maritime environment we must relate to several vulnerable organisms and other vulnerable elements in the sea. We are discussing some of the measures that can be used to protect the environment, such as silt-curtain, dredging with closed grab, electronic ignition system and turbidity monitoring. We are also looking at the use of a bubble curtain and stemming of drillholes to counteract noise and pressure waves in water due to blasting. Our experiences related to the various measures are described, and our general assessments of the process that leads to the specific measures.

INNLEDNINNG

Denne artikkelen er en redegjørelse om våre erfaringer med Ytre Miljø-arbeider i forbindelse med sprengning under vann. Disse miljøarbeidene er, etter vår erfaring, ett viktig element for å løyse utdypningsprosjektene og vi ønsker derfor å rette ett søkelys på de vanligste tiltakene som kreves ved utdypningsarbeider, og da spesielt undervannssprengning.

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 til mer tilfeldige forordninger satt av lokale myndigheter (Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. 2018). Mudringsarbeider, som også inkluderer undervannsprengning, er dog regulert av flere lovverk, blant annet forurensningsloven, forurensningsforskriften, naturmangfoldsloven, vannforskriften (ved arbeider i ferskvann), kulturminneloven og havne- og farvannsloven (Miljødirektoratet 2021).

SAKSGANGEN VED ARBEIDER I SJØ

Statsforvalteren vurderer søknader etter forurensningsregelverket, naturmangfoldloven, vannforskriften, laks- og innlandsfiskeloven og vannressursloven. Kommunen vurderer tiltaket etter plan- og bygningsloven og eventuelt andre relevante lovverk. Det kan også være at andre myndigheter må vurdere tiltaket, for eksempel etter kulturminneloven eller havne- og farvannsloven. Selv mindre tiltak på sjøbunnen langs kysten eller i vassdrag må omsøkes hos statsforvalteren. Dette kan være tiltak som mudring ved en brygge, utfylling med jord- og steinmasser i sjø, eller etablering og/eller vedlikehold av en sandstrand. Miljødirektoratet behandler klager på statsforvalterens avgjørelser i mudre-, dumpe-, og utfyllingssaker (Miljødirektoratet 2021).

Figur 1. Figuren viser saksgangen i en typisk utdypningssak. NB. Fylkesmannen har endret navn til Statsforvalteren. (Miljødirektoratet 2015)

I en typisk utdypningssak, slik vi har erfart, vil kommunen og det lokale havnevesenet gi sin tilslutning til det aktuelle prosjektet dersom det er i iht. reguleringsplaner, eller prosjektet ikke er til hinder for det lokale samfunnet på andre måter. Statsforvalteren gir eventuelt sin tilslutning på en rekke vilkår som er gitt i tillatelsen. Vi erfarer at det blir stilt en rekke med konkrete vilkår som f.eks. bruk av siltgardin, boblegardin, tidsbegrenset aktivitet, mudring med lukket grabb, osv. for å sikre at miljøet ikke blir overbelastet som følge av tiltaket. Denne tillatelsen blir derfor ett viktig og styrende dokument for alle parter i prosjektet, og setter på mange måter føringen for hvordan prosjektet skal gjennomføres.

Formålet med tiltakene er å hindre partikkelspreding og støyforurensning under vann. I tillegg kan det i noen tilfeller stilles krav til at arbeidene bare kan gjennomføres i gitte tidsrom, for å beskytte bestemte arter i gyteperioden/hekkeperioden. (Miljødirektoratet 2015). Videre i denne artikkelen vil vi se på de noen av tiltakene som statsforvalteren benytter som vilkår i sin tillatelse, og som vi har erfaringer med.

Tiltak mot partikkelspredning:

- Siltgardin
- Boblegardin (i noen tilfeller)
- Mudring med lukket grabb
- Overvåkning av turbiditet
- Bruk av elektronisk tennersystem (mot spredning av plast)

Tiltak mot trykkbølger og støyforurensning

- Boblegardin
- Bruk av fordemningssingel*

* : Vi har ikke opplevd at statsforvalteren har beskrevet bruk av fordemningssingel, men det har vært tilfeller hvor dette har blitt oppført som ett tiltak av byggherre.

SILTGARDIN

Siltgardin er en av de tiltakene vi ofte støter på i mudringsbransjen. En siltgardin er en vevd duk med mikroskopiske porer, hvor hensikten er at vannet skal passere, men ikke partikler. Bruk av siltgardiner kan ha ulike formål, som for eksempel: (Vegdirektoratet 2013)

- Å hindre spredning av de ulike partikkeltypene til områder hvor de kan bli opphav til problemer eller forårsake skader (Vegdirektoratet 2013)

- Å styre partikler til et område for sedimentering slik at disse kan fjernes ved anleggsslutt (Vegdirektoratet 2013)

- Å holde tilbake de ulike typene av partikler for å unngå uønsket blakking av vannsøylen over et større område, og for å ha kontroll på anleggets gjennomføring (Vegdirektoratet 2013)

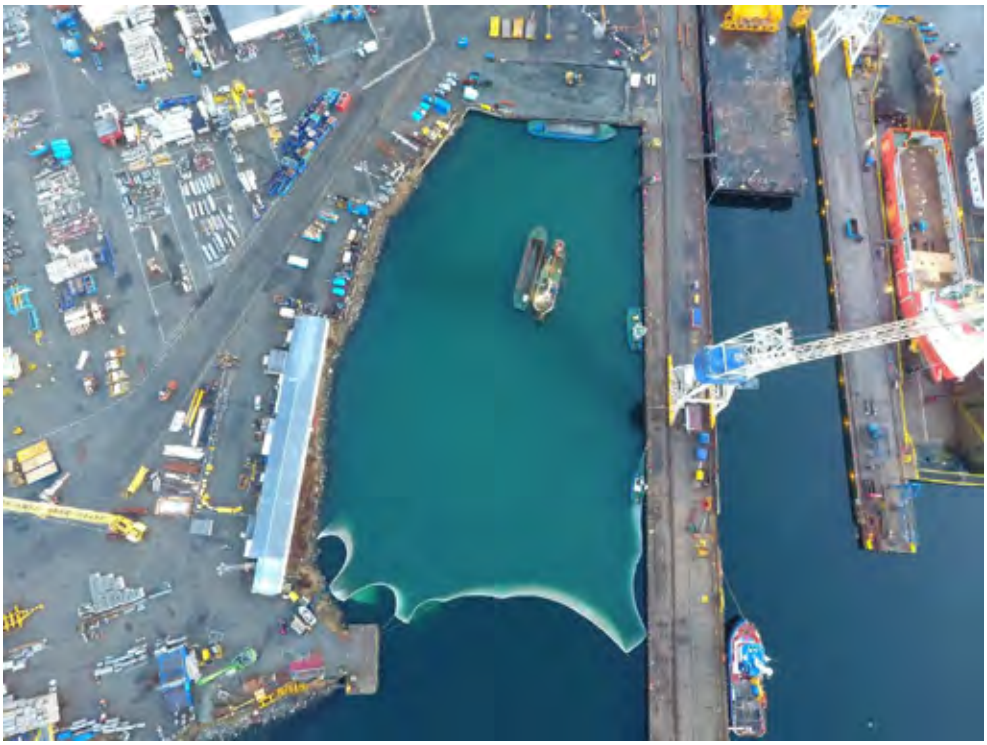
Forenklet kan man si at en siltgardin er oppbygd av 3 komponenter:

- Ett oppdriftselement, gjerne en luftfylt slange eller rør på ca. Ø=150mm
- Ett siltkjørt som henger under oppdriftselementet
- Ett lodd, gjerne en fastsydd kjetting i bunn av duken.

Figur 2Prinsippskisse for oppbygning av siltgardin (Wawens 2020)

En siltgardin bør hovedsakelig benyttes dersom det det er rolige vind- og værforhold, men kan også benyttes ved mere utsatte lokasjoner, men da må også gardinen oppgraderes iht. de gjeldende forholdene. Moringer kan da benyttes for å holde gardinen på plass (Vegdirektoratet 2013). I praksis benytter vi i Sjøentreprenøren alltid moringer for å holde siltgardinen i posisjon. Moringen vi benytter er i størrelsesorden 100kg-3000kg, sammen med blåse/potong på 300 l.-2000 l. Dersom vi holder gardinen «for mye igjen» kan vi risikere at duken revner, eventuelt at oppdriftselementet blir punktert. Dersom siltgardinen blir forankret til bunn, kan gardinen bli dratt under vann ved sterke strømminger, og på samme måte kan den bli løftet opp dersom bunntyngden er for lett. Da vil siltgardinen ligge som ett flak i sjøen.

Siltgardin er likevel ett tiltak vi oppfatter som svært effektivt under de rette forholdene og ved kyndig håndtering.



Figur 3. Oversiktsbilde over utdypningsprosjekt ved Rosenberg WorleyParson, Stavanger 2020. Viser effekten av korrekt installasjon og riktige forutsetninger for bruk av siltgardin.

LUKKET GRABB

Vi oppfatter mudring med lukket grabb som ett svært effektivt miljøtiltak under de rette forholdene, men det forutsetter at muddermassene er lett mudderbare og ikke inneholder større steiner. Dette betyr at miljøgrabber er lite egnet til mudring av for eksempel morenemasser og sprengstein. Dersom man mudrer for grove masser med grabben, vil steiner forhindre at grabben lukkes, og finstoffet vil lekke ut av grabben og spre seg i vannsøylen, samtidig som grabben løftes mot overflaten. Dette vil kunne gi større spredning av sedimenter, enn ved konvensjonell mudring med åpen skuff.

Vi mener derfor at funnene ved prøvetakningen og totalsonderingen i forkant av prosjektet bør avgjøre om mudring med lukket grabb skal settes som tiltak. Vår erfaring er at denne avhengigheten ikke alltid blir hensyntatt.

Figur 4. Bilde av mudringslekteren "Mudrun" med påmontert lukket-miljøgrabb.

ELEKTRONISK TENNSYSTEM

Fylkesmannen har de siste årene tidvis satt elektronisk tenningssystem, som ett vilkår i sin tillatelse. Dette kravet fremstår for oss noe unødvendig. Den åpenbare fordelen med elektronisk tenningssystem er; mindre plast/hull, mindre gjenværende sprengstoff etter detonering, samt at tenningssystemet er tyngre enn vann og vil derfor synke. Det siste punktet er dog ikke bare positivt. Nonel-systemet på sin side flyer, og lar seg derfor samle sammen etter sprengning. Noen rester vil være fastklemt mellom sprengsteinene, så rester av tenningssystemet vil fremdeles befinne seg på sjøbunn. Nonel-systemet er godt utprøv ved utdypningsarbeider, og har bevist at det har en god levetid mellom ladning av salve og detonering.

Vi har utført flere prøvesprengninger med elektroniske tennere, og er positiv til en omstilling fra nonel-systemet til elektroniske tennere, men trenger tid for å teste ut systemene i undervannsmiljøet. Konsekvensene ved pilsalver i sjø pga. svikt i tenningssystemet er store. Dagskostandene forbundet med utdypningsarbeider er store, og korreksjon og feilretting er tidkrevende og krever ofte bruk av dykker.

OVERVÅKNING AV TURBIDITET

Turbiditetsmålinger blir benyttet for å måle partikkeltettheten i vannet. Dette kan være svært fornuftig dersom man ønsker å overvåke partikkelspredningen i forbindelse med tiltaket, samt ha muligheten til å begrense partikkelspredningen dersom turbiditetsmålene blir for høye. I mudringsprosjektene blir det normalt fastsatt en verdi av statsforvalteren som entreprenøren og byggherren må forholde seg til.

Det ble også utarbeidet en egen «Norsk Standard», NS 9433, for turbiditetsovervåkning av tiltak i vannforekomster. Denne standarden angir krav og retningslinjer for den som utfører

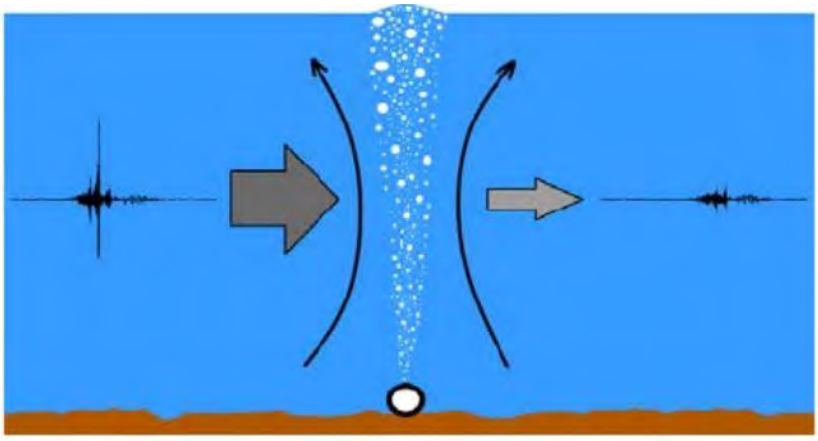
eller bestiller turbiditetsmålinger for å kartlegge partikkelspredning ved tiltak i sjøvann, brakkvann og ferskvann (NS 9433, 2017).

BOBLEGARDIN

Et tiltak som reduserer de voldsomme trykkendingene fra sprengning i vann, er bruk av boblegardin, også kalt luftgardin. Boblegardin 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 (Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. 2018). Boblegardiner kan også brukes også til andre oppgaver enn å redusere trykkbølgen ved undervannssprengning (Vegdirektoratet 2013), herunder:

- stoppe uønsket partikkelspredning
- stoppe blanding av fersk- og saltvann
- øke innblandingen av oksygen i vannet for å unngå algevekst eller øke nedbrytingen av organisk materiale
- beskytte havner mot kraftige bølger stoppe spredning av oljespill
- flytte store flytende gjenstander som for eksempel isfjell
- redusere trykkbølgen ved undervannssprengning
- hindre islegging

Vi har selv erfaring med å benytte bolegardin for å lage kjøreåpning for båttrafikk inn i ett mudringsfelt/dumpefelt, som ellers er omringet av en siltgardin. Funksjonen til boblegardinen var da å holde sedimenter på innsiden av arbeidsområdet.



Figur 5. Når boblegardin legers slik at det dannes en sammenhengende vegg av bobler omkring sprengingsstedet vil, virkningen av trykkbølgen fra sprengingen på omgivelsene bli dempet. Boblene vil også generere en oppadgående strøm som beskytter mot partikkelspredning. (Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. 2018)

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 er viktig at røret ligger relativt flatt og jevnt for å sikre gjev fordeling av luftbobler i vannsøylen. Det er også viktig at man benytter en kompressor med tilstrekkelig kapasitet. (Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. 2018). Her er det viktig å ha fokus på hvor mange liter den kan produsere pr. min. normalt trykk på en kompressor er 7-8bar.Under normale omstendigheter, har vi erfart at det er tilstrekkelig. Det er verdt å merke seg at en kompressor av tilstrekkelig størrelse, gjerne benytte diesel som energikilde. Dersom boblegardinen skal være aktiv til enhver tid, vil dette kreve svært store mengder drivstoff.

Ett annet tiltak som bør benyttes for å dempe trykkbølger i vann, men som ikke alltid blir benyttet ved undervannssprengning, er fordemning av borehull. Ved fordemning vil energien fra detonasjonen bli direkte avsatt i berget, fremfor å komme ut borehullet. (Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. 2018) Sjøentreprenøren har i de senere årene benyttet fordemning av borehull konsekvent, for å bedre sprengningsresultatet, samt å redusere sjokkbølgene i vann. Dette er derfor ett tiltak vi mener bør benyttes konsekvent ved undervannssprengning, og spesielt dersom man vurderer tiltak, som f.eks. boblegardin, for å redusere trykkbølger i vann.

Sjøentreprenøren har benyttet boblegardin for å beskytte sårbare konstruksjoner, samt for å beskytte det marine liv og for å hindre partikkelspredning. Men bare ved en anledning ble det utført målinger for å kontrollere effekten av boblegardin. Dette var ved Kværner Stord i 2018-2019.

Kværner Stord

Når vi utførte sprengningsarbeidene fremfor tørrdokken til Kværner Stord, var det plassert en oljeplattform inni tørrdokken. Konsekvensene ville blitt svært store dersom dokkporten skulle bli skadet under arbeidene, og på bakgrunn av dette ble det besluttet flere tiltak, blant annet en dobbel boblegardin fremfor dokkporten. For å monitorer effekten av tiltaket, ble plassert ut to målere for å måle trykkbølgen som følge av sprengningen. Ett representabelt utdrag av målingene som ble gjennomført under prosjektet er listet opp i tabellen nedenfor.

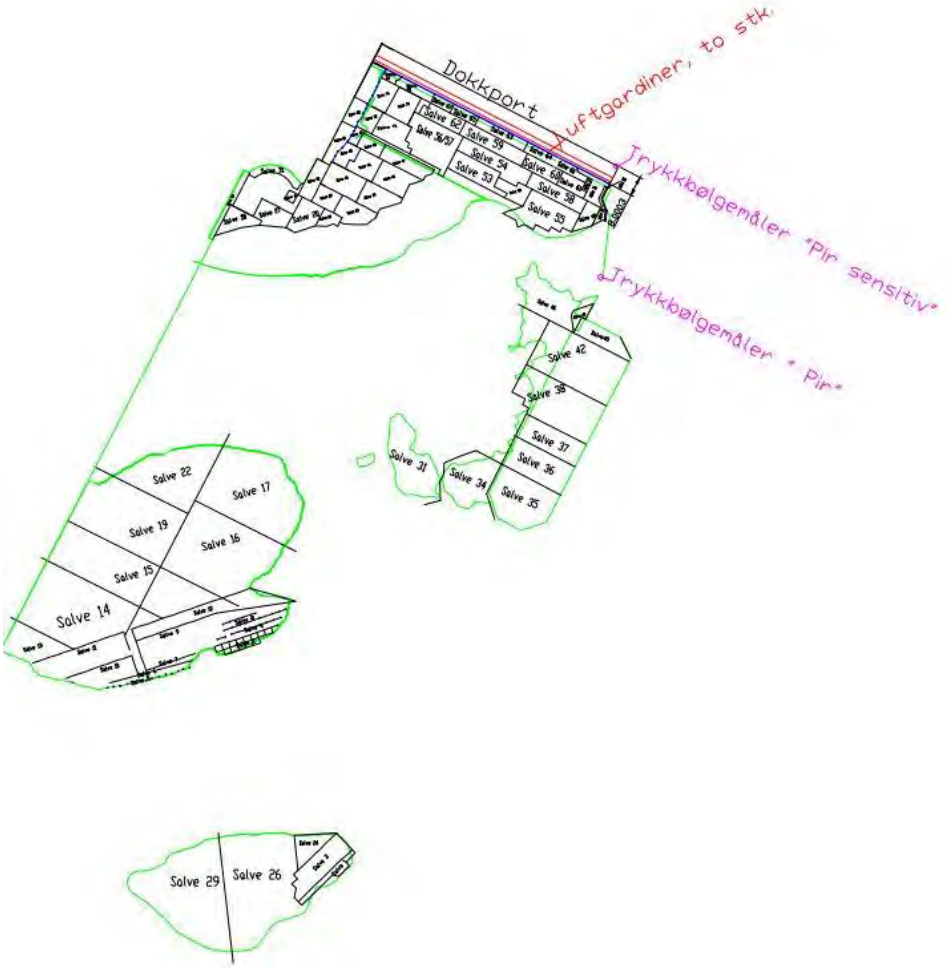
	Ladning per intervall	Avstand fra salve til måler (meter)	Pir	Pir Sensitiv
Salve 14	56	250	41	1,53
Salve 15	63	240	39	1,38
Salve 16	44	200	56	1,48
Salve 17	48	240	189	1,45
Salve 19	76	250	142	1,45
Salve 20	7	140	103	1,45
Salve 21	7	130	49	1,31
Salve 22	60	240	123	1,52
Salve 23	8	120	41	1,46

Salve 24	40	310	45	1,56
Salve 25	12	160	35	1,65
Salve 26	40	310	88	1,43
Salve 27	17	180	62	1,47
Salve 28	49	170	84	1,52
Salve 29	51	280	31	1,4
Salve 30	37	310	25	1,5
Salve 31	34	180	91	7,8
Salve 32	17	110	93	1,46
Salve 34	25	50	70	1,4

Tabell 1. «Pir» refererer til målinger utenfor boblegardinen, «Pir sensitiv» refererer til målingene tatt bak boblegardinen.

Vi ser tydelig reduksjon i de målte verdiene, etter at trykkbølgen har passert boblegardinen. Det må påpekes at avstanden til måleren som registrerer trykker før boblegardinen, er gjennomsnittlig plassert nærmere salven enn måleren som registrerer trykket etter at trykkbølgen har passert boblegardinen. Dette kan sees på figur nr.7.

Figur 6. Bilde viser boblegardinene i drift utenfor dokkporten ved Kværner Stord, 2019



Figur 7. Oversiktskart over plassering av trykkbølgemåler og salver.

På dette prosjektet ble fordemming av borehull også benyttet som ett tiltak for å redusere trykkbølger. Vi har ikke vært i stand til å oppdrive referanser og forskning som underbygger vår oppfatning om at trykkbølger i vann, som følger av undervannsprengning, blir redusert ved bruk av fordemning. Men det er likevel vår klare oppfatning at dette har betydelig innvirkning på trykkbølgens størrelse.

Vi mener at målingene som ble tatt under dette prosjektet tilsier at boblegardinen er effektiv når det kommer til reduksjon av trykkbølger, som følger av undervannssprenging. Samtidig er det også klart at reduksjon av kg/intervall som detoneres vil ha stor betydning, men slike begrensninger kan ha store økonomiske konsekvenser. Vi havner da i en kost/nytte situasjon.

KONKLUSJON

Vi oppfatter at det i stor grad er statsforvalteren som legger føringen for hvilke tiltak som skal gjennomføres i det enkelte prosjekt. Saksgangen legger opp til ett samarbeide mellom søker og myndigheten, men pga. lang behandlingstid kan det bli vanskelig å finne de rette løsningene i tide. Vi har observert at dette i noen tilfeller kan føre til at tiltak, som i seg selv kan gi gode resultater under de rette forutsetningene, blir stående som krav, selv om de ikke er gjennomførbare på den aktuelle lokasjonen.

Eksempler på dette er; krav om bruk av miljøgrabb ved mudring av harde masser og morene. Eller bruk av siltgardin i områder med sterke vannstrømninger.

Dersom byggherrene hadde vært klar over, og hensyntatt den tidkrevende prosessen det kan være å søke om tillatelse for mudring og dumping i sjø og vassdrag, ville de sannsynligvis hatt muligheten til å tilpasse tiltakene etter lokale de forutsetningene for det spesifikke prosjektet.

KILDER

Grimsbø, Endre & Kvadsheim, Petter. (2018). «SPRENGNINGSARBEIDER I SJØ-EFFEKTER PÅ MARINT LIV OG MULIGE TILTAK», Fjellsprengningsdagene 2018

Miljødirektoratet (2021) https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/vann-hav-og-kyst/mudre-dumpe-utfylling/, Miljødirektoratet

Miljødirektoratet (2015) «M-350, Veileder for håndtering av sediment», Utgitt 2015, Revidert 25.mai 2018, Miljødirektoratet

Vegdirektoratet (2013), «Rapport nr.205, Siltgardiner», «Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, Miljø, Veidirektoratet»,

NS 9433(2017). «Turbiditetsovervåking av tiltak i vannforekomster», Norsk standard

Wawens (2020) https://waens.no/nb/2020/01/16/tiltak-mot-siltspredning/

NFF HÅNDBOK NR. 12 REDNINGSKAMMER FOR UNDERJORDSDRIFT

NFF Handbook no 12 Refuge Chambers in Tunnels Under Construction

Jarle Gausen, Gausen Maskinrådgivning

SAMMENDRAG

Det er i noen tilfeller nødvendig å revidere tidligere utgitte tekniske rapporter og håndbøker fra NFF for at disse hjelpemidlene skal kunne oppfylle sin hensikt som veiledere og beskrivelse av «beste praksis» for bruk i bransjen.

SUMMARY

In some cases, it is necessary to revise NFF's previously published technical reports and manuals in order for these aids to be able to fulfill their purpose as guides and descriptions of "best practices" for use in the industry.

INNLEDNING

NFF har gjennom årene utarbeidet og publisert 19 tekniske rapporter og 11 håndbøker til stor nytte, og som verdifull veiledning, for aktørene i bergsprengerbransjen.

Den aller første tekniske rapporten ble utgitt i september 2001 med tittel *Redningskammer for underjordsdrift*. Etter hvert ble det klart at det var behov for å revidere denne publikasjonen og Utviklingskomiteen i NFF nedsatte derfor en arbeidsgruppe til å gjennomføre en slik revisjon.

Avslutningsvis i dette arbeidet kom Utviklingskomiteen frem til at det var riktig å benevne den reviderte publikasjonen *Håndbok* i stedet for *Teknisk rapport* og den ble da den tolvte i rekken av håndbøker.

Arbeidsgruppen som har gjennomført revisjonen har bestått av følgende personer:

Glenn Seland, RVO Bygg & Anlegg
Jarle Gausen, Gausen Maskinrådgivning
Roy Mikkelsen, Skanska Norge AS
Sverre Husebye Karstensen, Hæhre Entreprenør AS

Hensikten med denne revisjon av rapporten fra 2001 var:

- å sikre designkriterier for redningskamre slik at de tåler den reelle bruken
- å sikre ytterligere standardisert utforming slik at brukerne i et krisetilfelle vet hvordan kammeret fungerer, selv når stressnivået er høyt.

Underveis har arbeidsgruppen vært i kontakt med Arbeidstilsynet, Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB), STAMI, SINTEF og aktuelle norske leverandører i forbindelse med avklaring av forskjellige spørsmål.

Deltagerne i arbeidsgruppen har også fått tilgang på brukererfaringer fra egne arbeidsgivere og fra byggherresiden.

GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET

Revisjonsarbeidet startet på nyåret 2021, og er dermed blitt gjennomført under de noe spesielle forhold som koronapandemien har medført. Det har derfor kun vært arbeidsmøter på Teams, men også med fysiske befaringer av ferdigproduserte enheter. Dette har imidlertid totalt sett fungert greit.

Det ferdige produktet, Håndbok nr. 12, finner dere nå på NFF sin hjemmeside under Publikasjoner. Jeg skal derfor ikke nå gå i detalj på de forskjellige avsnitt og punkter i håndboken, men heller dvele litt ved hvordan vi har kommet frem til noen av de beskrevne løsninger.

Mandatet var å revidere eksisterende publikasjon, derfor har vi selvfølgelig tatt utgangspunkt i denne. Samtidig synes vi det var naturlig å legge vekt på International Tunnelling Association (ITA) sin rapport nr. 14, *Guidelines For The Provision of Refuge Chambers In Tunnels Under Construction,* utarbeidet i 2014. Selv om nasjonale erfaringer, bestemmelser og regelverk kan være forskjellig er det flere forhold som taler for at de to publikasjonene bør harmonere så langt det er mulig. Dette for at også utenlandske entreprenører skal kunne kjenne igjen viktige elementer som beskrives i håndboken i sitt møte med den norske bergsprenger-hverdagen.

Underveis i revisjonsarbeidet hadde gruppen flere vurderinger på hva som var «den riktige» formuleringen og løsning på de forskjellige punkter. Dette gjelder bl.a. krav til minimums oppholdstid i redningskammeret. Når vi landet på minimum 8 timer og ikke 24 timer som ITA-rapporten anbefaler, beror det på hva vi antar er forventet tid for en aktuell brann før slukking eller utbrenning, og at det er mindre aktuelt å tenke på ras som hindrer evakuering. Generelt kan vi si at arbeidsgruppen har vært mest opptatt av å beskrive noe som oppfattes som praktisk gjennomførlig fremfor ideelle, teoretiske løsninger.

Arbeidsgruppen har under sitt arbeid valgt å bruke formuleringer som *anbefalt, kan, bør, forslag, eksempler* m.m. fremfor det mer bastante *skal* som kun er brukt i spesielle, viktige tilfeller. Dette har bakgrunn i at alle aktuelle forskrifter som omhandler bergsprenger-aktivitet er såkalte funksjonsforskrifter som overlater til gjennomfører / utøver å bestemme i detalj hvilke løsninger som er mest hensiktsmessige med hensyn til helse, miljø, sikkerhet og trygg produksjon m.m..

Arbeidsgruppen har ikke tatt stilling til hvilket prinsipp for pusteluft som bør etableres i et redningskammer. Fra starten av har kamrene vært utrustet med pusteluftmasker for hver person som oppholder seg i kammeret – etter hvert er det kommer kamre uten pusteluftmasker, men med skrubberanlegg for reduksjon av CO_2. Fordelen med denne løsning er enklere kommunikasjon både mellom de som sitter sammen i kammeret og også for ekstern kommunikasjon. I tillegg er det lettere med inntak av mat og drikke. Man er heller ikke så begrenset når det gjelder antall personer som kan oppholde seg i kammeret.

PRESISERINGER

Vi mener det er viktig å ha for øye at bruk at redningskammer må betraktes som siste utvei for å beskytte mannskaper mot røyk og annen atmosfærisk forurensning. Det er derfor ikke en erstatning for evakuering til dagen / overflaten når dette er mulig og forsvarlig. Dette forholdet må tydelig formidles under all lokal sikkerhetsopplæring som gjennomføres på prosjektene.

Synlighet, farge og merking, må være enhetlig slik at de som får behov for å evakuere til et redningskammer finner dette, selv i en kanskje svært stresset situasjon. Arbeidsgruppen har derfor landet på å anbefale gul farge, nærmere bestemt RAL 1016 og videreført ITA sin sterke anbefaling om å sette et minst 100 mm bredt reflekterende bånd rundt hele kammeret. Kammeret skal merkes på alle fire sider *REDNINGSKAMMER* med reflekterende hvit skrift.

Inventaret i redningskammeret må også enkelt kunne brukes av de som må oppholde seg der. Derfor er gode bruksanvisninger og god opplæring av potensielle brukere av slike kammer veldig viktig.

Forslag på kartlegging og risikovurdering, prosedyrer for opplæring, drift / vedlikehold og sjekkpunkter, som er vedlegg til håndboken, er ikke fasit, men ment som eksempler til hjelp under utarbeidelse av egne dokumenter hos den enkelte aktør.

AVSLUTNING

Som avslutning vil jeg si at jeg håper NFF sine håndbøker blir levende dokumenter, det vil si at de underveis må bli ajourført / justert / korrigert etter som nye erfaringer, forutsetninger og bestemmelser kommer. I og med at de ikke lenger trykkes, men ligger digitalt på nett er dette en enkel oppgave å gjennomføre. Det er bare viktig å angi hvilken versjon som til enhver tid ligger publisert. Dette må i tilfelle angis på hver side i dokumentet (i tilfelle behov for utskrift).

På denne måten kan håndbøkene bli et enda mer nyttig hjelpemiddel for alle parter i bransjen.

Og så får vi håpe på at det i fremtiden ikke oppstår situasjoner som gjør det nødvendig å ta i bruk slike redningskamre!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

BRUK AV MASKINDATA FOR OVERSIKT OG RAPPORTERING UNDER DRIVING

Use of machine data for overview and reporting during excavation

Christian Haugen Svendsen, Ingeniørgeolog, Bever Control AS
Thorvald Wetlesen Jr., Daglig leder, Bever Control AS
Vladislav Ukhanev, Utvikler, Bever Control AS

SAMMENDRAG

Bransjen etterspør i dag løsninger som gir en enkel tilgang til og intuitiv forståelse av data som gir informasjon om produksjonseffektivitet, ressursbruk og kvalitet. I tillegg skal løsningene gjerne gi rapporter som gir grunnlag for godkjenning og dokumentasjon av utført arbeid, samt dokumentasjon til bruk i drifts- og vedlikeholdsfasen av tunnelen.

I Norge er det mange rapporteringskrav, i rapportene genereres det det mye verdifull data gjennom hele tunnelproduksjonen. Hvor mye av disse dataene blir brukt under driving til å faktisk løse utfordringer eller brukes til å nøste opp i potensielle tvister for å unngå store sluttoppgjør og uenigheter? Ved i større grad aktivt anvende maskindata og rapporter, kan man øke optimaliseringen av injeksjon, sprengning og sikring.

I denne artikkelen vil det vises eksempler på hvordan data kan sammenstilles og presenteres slik at data blir lettere tilgjengelig for personell som nå ofte må gå gjennom en tunnelstikker eller en geolog for å få tilgang til denne dataen. Resultatene kan bli gjort tilgjengelige via telefon, nettbrett og pc. Dataene kan der bli editert og komplementert.

Forutsetninger for at dette skal lykkes er god kvalitet på rådata, automatisk dataflyt fra maskin til server, et intuitivt brukergrensesnitt, automatisk behandling og analyse av data.

Enkel tilgang på gode data presentert på en oversiktlig måte gir økt nytteverdi, og tid tidligere brukt på å produsere rapporter kan isteden anvendes til analyse og optimalisering av tunneldrivingen.

SUMMARY

The industry demands solutions that give easy access to and intuitive understanding of data that provides information on production efficiency, use of resources and quality. In addition, the solutions should generate reports that provide a basis for approval and documentation of work performed and also documentation for use in the operation and maintenance phase of the tunnel.

In Norway, there are many reporting requirements. In the reports a lot of valuable data is generated throughout the tunnel production. How much of this data is used while excavating to actually solve challenges or is used to settle potential disputes to avoid major final settlements

and disagreements? By more active use of machine data and reports, it is possible to increase the optimization of injection, blasting and rock support.

This article will show examples of how data can be compiled and presented so that data is more easily accessible to personnel who nowadays normally have to go through a tunnel surveyor or a geologist to get access to it. The results can be made available through the phone, tablet and PC. The data can there be edited and complemented.

Prerequisites for this to be successful, are good quality raw data, automatic data flow from machine to server, an intuitive user interface and automatic processing and analysis of data.

Easy access to good data that is presented in a clear manner provides increased utility value, and time previously spent on producing reports can now be used instead for analysis and optimization of tunnel operation.

INNLEDNING

Det produseres i dag stadig mer data fra maskiner som kan anvendes for å øke kvalitet, produktivitet og sikkerhet samt redusere kostnader i tunneldrivingen. Dette krever avansert programvare som kan tilrettelegge for analyse og presentasjon av store datamengder på en oversiktlig måte. Det som er viktig når maskindata blir samlet inn er å ha en god dataflyt, best mulig kvalitet på dataene og at de blir presentert på en god måte.

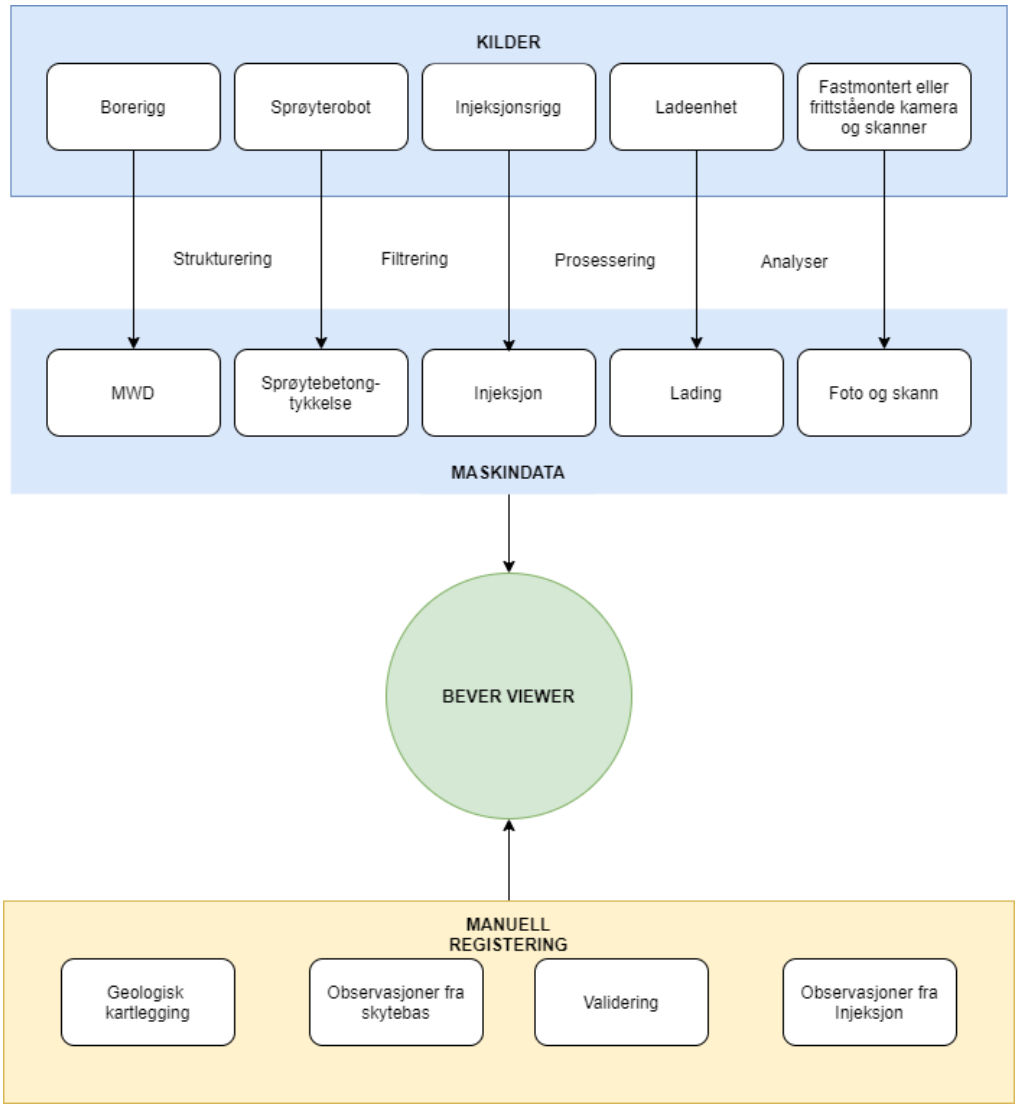
En plattform som kan samle data fra forskjellige maskintyper av forskjellig fabrikat og vise disse i et 3D format i form av en digital tvilling kan være en naturlig måte å sammenfatte slike data. Resultat fra disse dataene bør være tilgjengelige så raskt som mulig etter at de er produsert. Dataene gir ytterligere verdi hvis de kan komplementeres med observasjoner og annen informasjon registrert via telefon eller nettbrett.

Bransjen etterspør verktøy for økt utnyttelse av eksisterende data. Bever Control har utviklet en samlingsplattform hvor det er mulig å få en effektiv dataflyt og gode presentasjonsmuligheter av mange forskjellige datakilder. Datanett på anlegg og fremveksten av skyløsninger gjør dette mulig. Denne artikkelen vil illustrerer potensialet i det å samle og kombinere data fra flere ulike datakilder.

BEVER VIEWER

Bever Control har hatt systemer for å samle, strukturere og analysere maskindata siden starten av 80-tallet og har fortsatt utviklingen av nye produkter som er mye brukt til dokumentasjon i norsk tunneldriving i dag (NFF, 2019). Disse produktene har blitt utviklet i tett samarbeid med kundene.

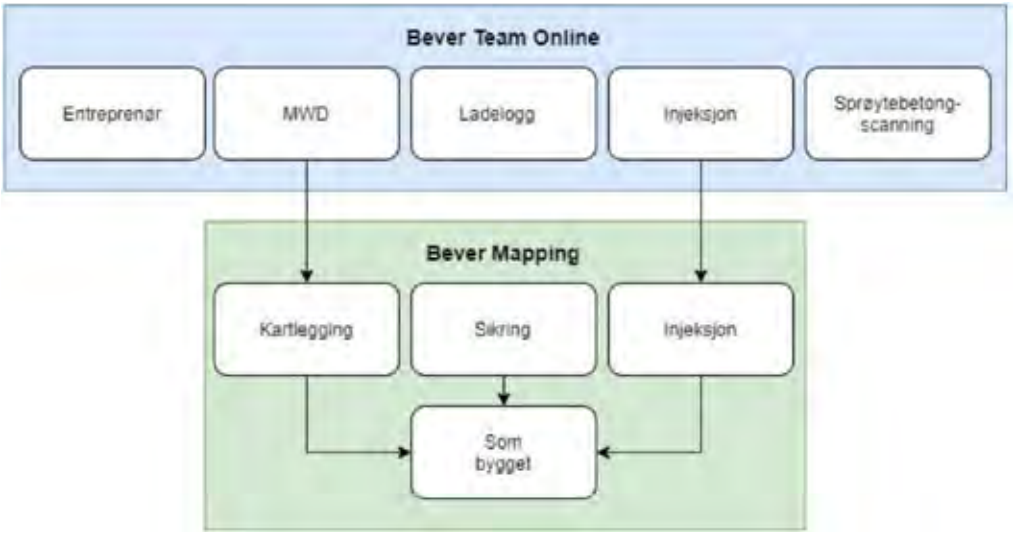
Aktuelle maskiner som kan levere nyttige data i denne forbindelse inkluderer borerigg, injeksjonsrigg, ladeenhet og sprøyterobot. I tillegg kommer data fra kamera og skannere montert på maskin eller brukt frittstående (se figur 1).



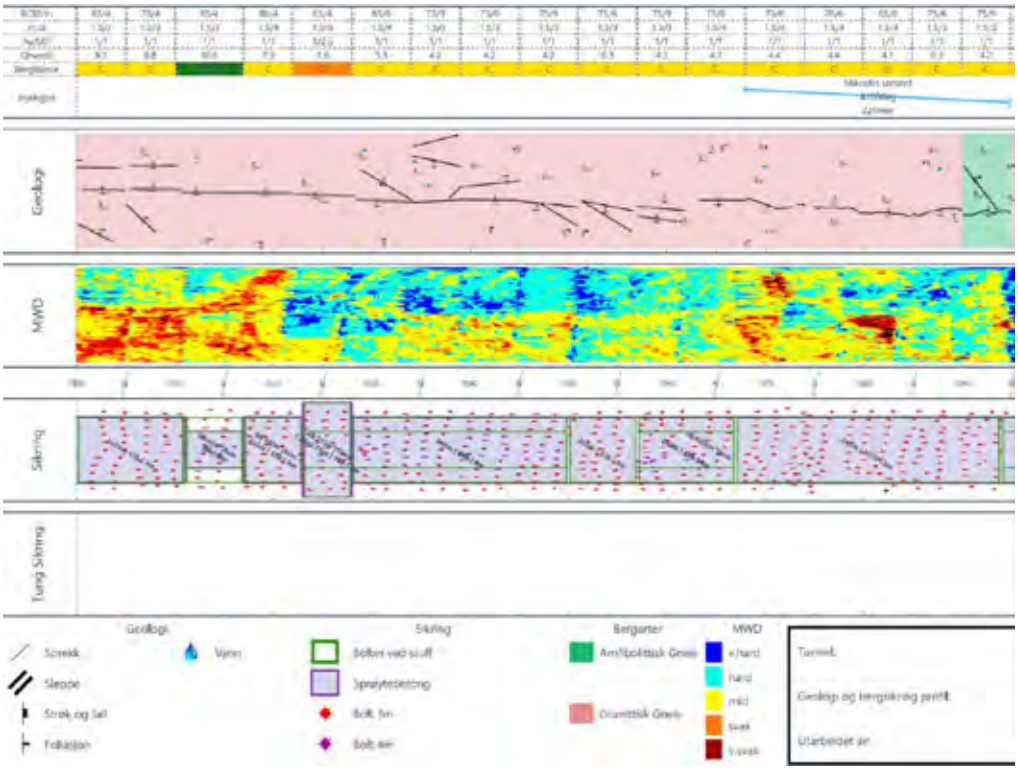
Figur 1: Bever Viewer som samlingsplattform for tunneldrive data fra ulike maskintyper, produksjonsdata og manuelle registeringer gjort på stuff.

Det er utviklet en prototype programvare med arbeidsnavn Bever Viewer. Målet med løsningen er å kunne skape en plattform for maskindata fra tunnel og annen supplerende data som benyttes under driving. Ved å samle mest mulig data fra tunneldrivingen i en plattform er det mulig å se data i sammenheng og bruke de mer aktivt til analyser samt å gjøre det enklere å dele erfaringer underveis ettersom det blir mulig å raskt danne seg et totalbilde av produksjonsdataene (se figur 1).

Et eksempel på god dataflyt og automatisert rapport generering ved bruk av flere datakilder er den eksisterende løsningen Bever Mapping. Det er en app for digital geologisk kartlegging som har mulighet til å hente inn tunnelgeometrien, boredata, MWD-tolkning og injeksjonsdata fra prosjektet. Disse dataene ligger som bakgrunn i prosjektet og kan bli hentet frem når det er ønskelig å benytte seg av dem. Samtidig produserer dette programmet data selv ved at ingeniørgeologer/kontrollingeniører registrer geologiske observasjoner og utført sikring i tunnelen (se figur 2). Alle disse dataene blir så til slutt samlet i en sluttrapport som kan enkelt generes i programvaren (se figur 3).



Figur 2: Dataflyten og sammenhengen mellom de forskjellige datakildene i Bever Mapping.



Figur 3: Sluttrapport generert direkte fra appen Bever Mapping (skjermutklipp fra Bever Mapping)

En del av utfordringen i en travel produksjonshverdag er å presentere data på en oversiktlig måte og generere gode rapporter, Det å kunne presentere og sammenstille data ved mer bruk av en automatisert dataflyt gjør at man kan få mer presise rapporter med mindre arbeidsinnsats (Kvikne, 2019).

ANLEGGSPRAKSIS – Erfaringer og Muligheter

Tilbakemeldinger fra entreprenører er at det brukes veldig mye tid på rapportering. Rapportering i seg selv er nødvendig, men det føres mye dobbelt og mye av dette kan bli effektivisert ved automatisering av prosessen.

Fra Bever Control så er alle produkter utviklet med et loggesystem, disse dataen blir sendt til en server hvor dataen blir filtret og normalisert (fjerner støy og statistiske uteliggere), og senere gjort tilgjengelig ved automatisk generte rapporter. Det kreves litt for å få automatikken i gang, blant annet tar etablering av tunnelnettverk (WiFi/4G) ofte for mye tid, men bør prioriteres høyt. Et stabilt fungerende nettverket er en forutsetning for en god dataflyt.

Hva brukes maskindata til?

På anlegg rundt omkring i Norge benyttes maskindata hver dag og den vanligste måten å presentere de på er i rapportform. Det innrapporteres boltekart, sonderboring, sprøytebetongmengde og – tykkelse, salverapporter, konturskann og diverse andre ukes- og månedsrapporter (NFF, 2019). Hvordan dataene blir samlet inn skjer på forskjellige måter og mange av entreprenørene har egne løsninger for nettopp dette.

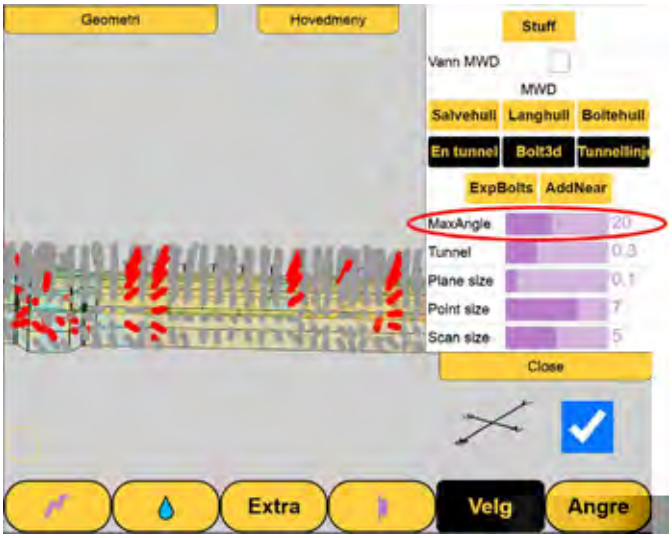
Hvordan benyttes maskindata på anlegg?

Det er litt varierende hva de forskjellige entreprenørene og byggherrene fokuserer på og det er ofte styrt av kontraktsformen (totalenterprise eller utførelsesenterprise). Under blir det presentert de forskjellige produksjonsdataene, hvordan de blir utnyttet i dag og muligheter for bruk og analyser i nye løsninger.

Measurement While Drilling (MWD) og skanning

<u>Praksis</u>
Boreloggene blir ofte studert av både byggherre og entreprenør, byggherrene er opptatt av at det blir drevet på en god og hensynsfull måte slik at krav overholdes, mens entreprenørene har størst fokus på produktivitet, og hvordan de kan optimalisere salver under tunnelsyklusen.

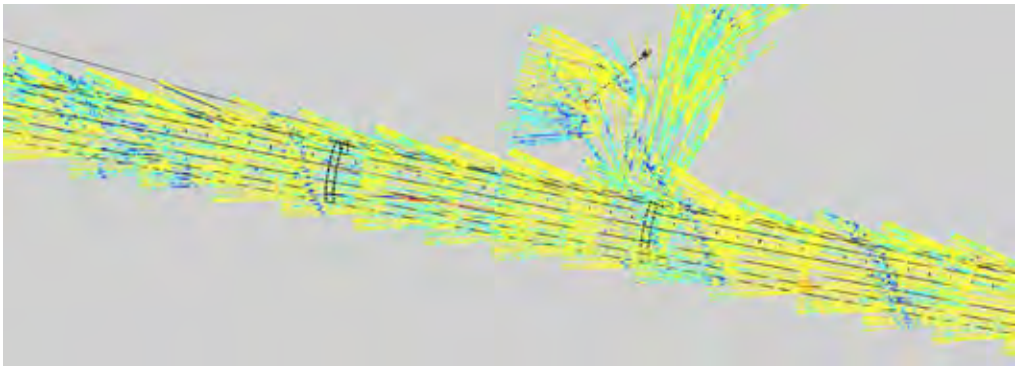
Boreloggene har flere bruksområder og det kan bli produsert boltekart som kan brukes til å få en oversikt over plasserte bolter, med vinkel og lengde (se figur 4). Her kan byggherre validere posisjonering og om boltene tilfredsstiller kravene de har satt.



Figur 4: Boltehull i 3D med filter for maks vinkel. Rød boltehull indikerer en stikning på 20° eller høyere (Skjermutklipp fra Bever Mapping).

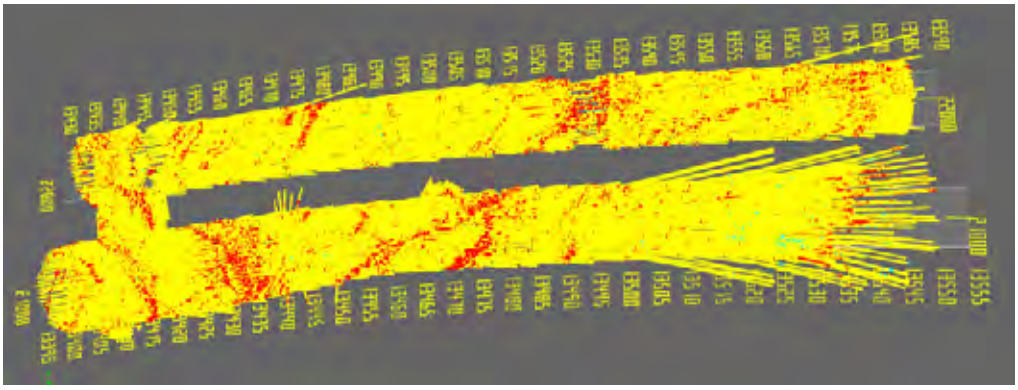
Entreprenøren bruker salverapporten for å se om det er mulig å optimalisere neste salve og salverapporten fungerer som dokumentasjon for salven og hvordan salven faktisk er boret.

MWD-data kan bli brukt til å lage en relativ bergmasse tolkning (Hardhet, oppsprekking og vannforstyrelser) fra salvehull, boltehull, sonderhull og injeksjonsskjermer for å danne et bilde av hvordan forholdene er foran stuff (se figur 5).



Figur 5: Relativ bergmassekvalitet basert på data fra injeksjonsskjermer. Gult illustrere normalverdien og kan tolkes til hovedbergart i området, blått er noe hardere enn normalverdi og rødt er svakere (Skjermutklipp fra Bever Mapping).

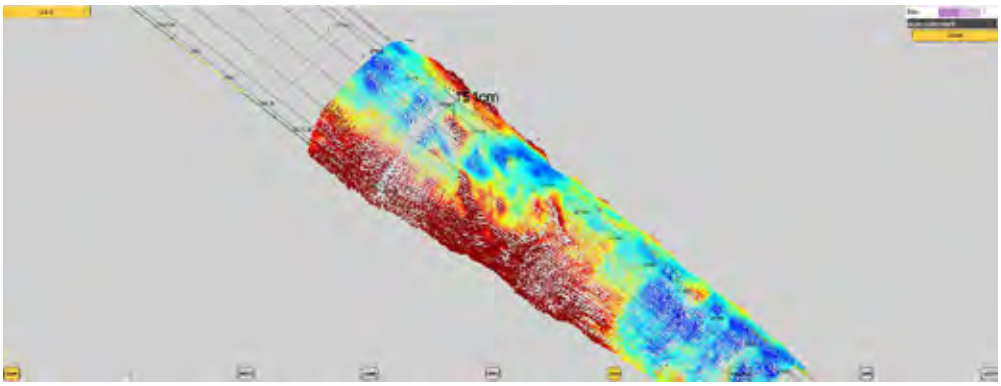
Borparametertolkning (BPT) blir ofte mer aktivt brukt når man forventer å komme inn i et område med dårlig bergmasse for å identifisere hvor svakheter er i et gitt området. Det kan hjelpe til med at nødvendige forhåndsregler blir tatt for å få til et optimalt resultat.
BPT brukes også aktivt under kartlegging av stuff og er mulig å integrere i kartleggingsprogram slik at man kan få mer informasjon om observerte sprekker, og den kan hjelpe til å øke nøyaktigheten til selve kartleggingen (se figur 6). BPT kan være gunstig å bruke som et diskusjonsgrunnlag for kontrollingeniører og tunnelarbeiderne når beslutninger skal tas foran stuff.



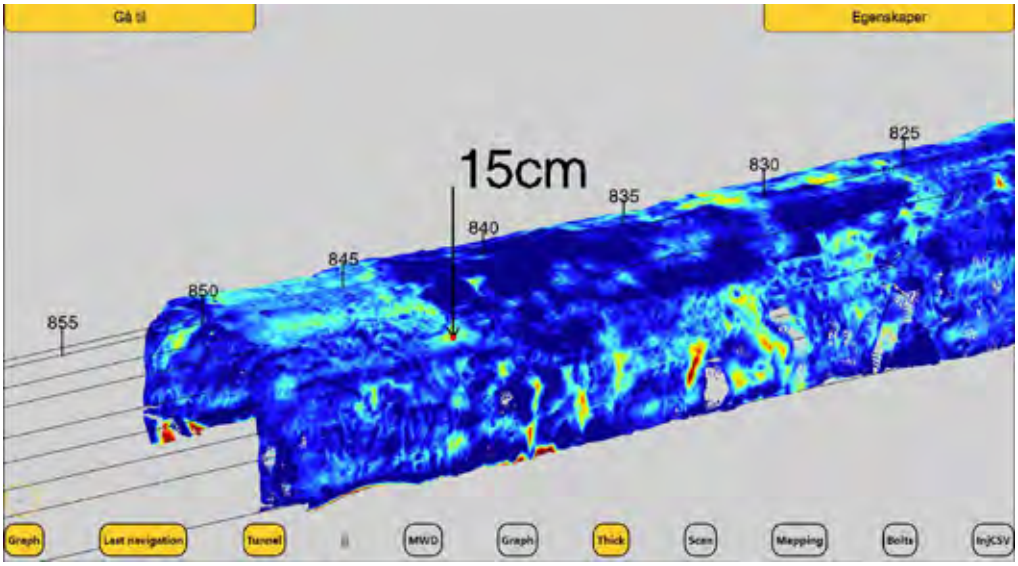
Figur 6:Borparametertolkning med flere tunneler i 3D. Her kommer sprekkegeometrien frem. Dataene gir en god sluttdokumentasjon av berget (skjermklipp fra Bever Team Online MWD).

Skanning blir brukt til å dokumentere over- og underfjell, og også dokumentasjon av sprøytebetongtykkelse. Tilbakemeldinger fra brukere tilsier at skannerdataene ofte ikke blir nok benyttet i tunneldrivingen i dag. En av grunnene kan være dataflyt, -kvalitet og -mengde. Med økt krav om høy oppløsning på skann øker også datamengden, da kan dataflyten bli mindre effektiv da det krever lengre tid å prosessere dataene. Det blir brukt mye tid til å redusere kvaliteten på skannerdataen i ettertid for å gjøre den anvendbar i analyser og kun de sterkeste pc-ene kan håndtere dataene. Dataflyt, kvalitet og mengde har en direkte påvirkning på produktivitet. Krav til data må tilpasses det de skal brukes til og ikke føre til unødvendig heft og hindrer i arbeidet. Det kan stilles spørsmål om kravene alltid er like hensiktsmessige, det bør være mulig å benytte dataene fortløpende på stuff under driving. Det er flere produkter på markedet som har svært effektiv automatisert dataflyt og presentasjon med tilstrekkelig høy oppløsning for god dokumentasjon.

Ved å ta i bruk spesialisert utstyr som har en automatisk innsamling og prosessering av skannerdata kan operatører og kontrollingeniører (fra både entreprenør og byggherre) ha løpende oversikt over konturen i tunnelen i forhold til teoretisk kontur (se figur 7) Det samme gjelder for sprøytbetongstykkelse (se figur 8). Da kan for eksempel tykkelsen på sprøytebetongen verifiseres direkte på stuff og dermed sikre kvalitet av produksjon løpende gjennom tunneldriften.



Figur 7: Konturavvik fra teoretisk kontur. I hengen er det nokså trangt (blått = nærme teoretisk kontur), mens i veggene er det god klaring (rødt) og kanskje litt i overkant mye. Presentasjonen kan effektivt vises via nettleser på telefon og nettbrett. (Skjermutklipp fra Bever Viewer)

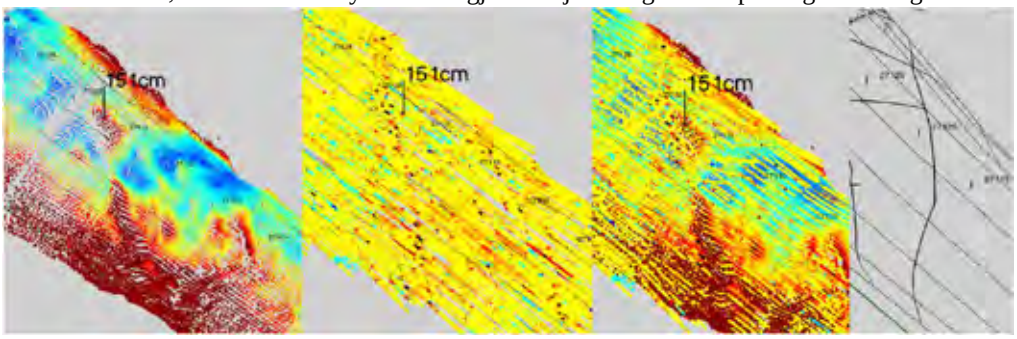


Figur 8: Tykkelsesmåling av sprøytebetong er nyttig for å få en validering av at det er tilstrekkelig mengde med betong og at det ikke er et overforbruk (skjermutklipp fra Bever Viewer).

Muligheter

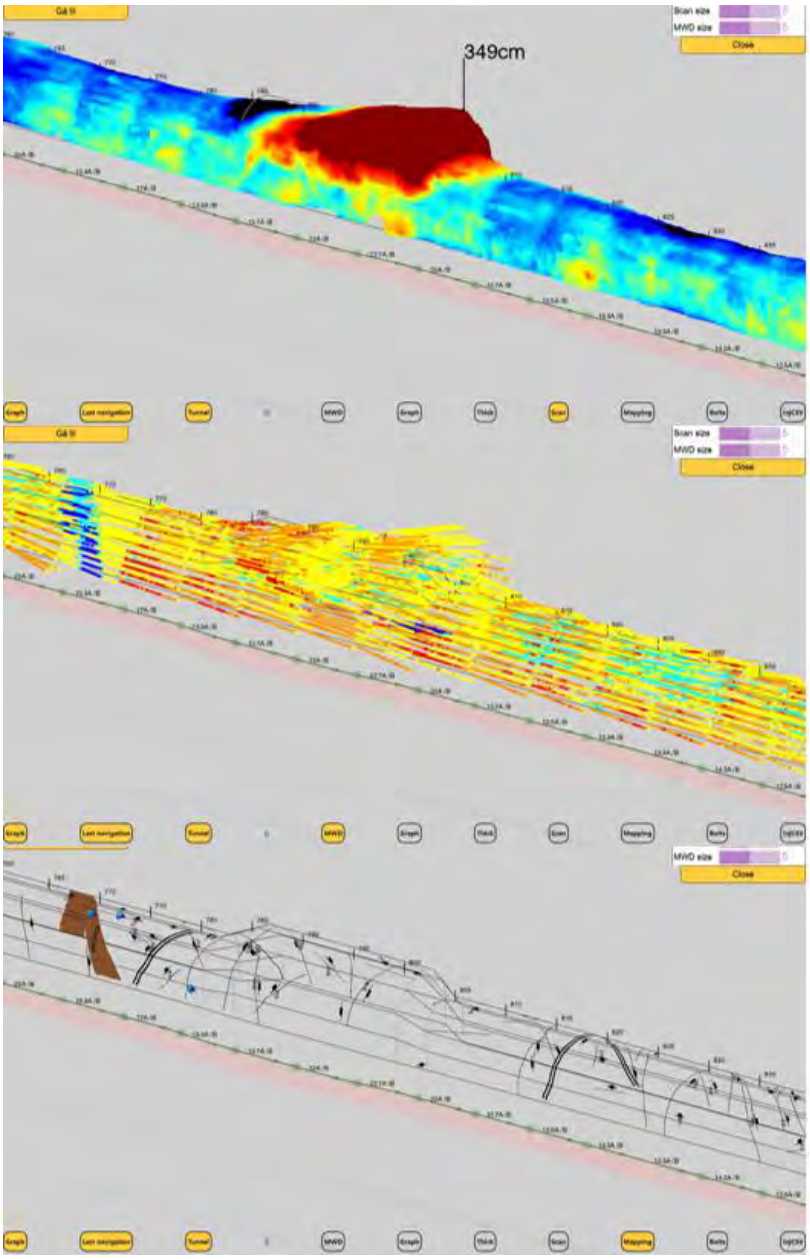
Analyser av forskjellige data er ofte den beste måten til å forstå hvorfor det går bra, men kanskje enda viktigere hva som gikk galt. I eksemplet under (se figur 9) er det generelt ganske god klaring til veggene, men det er også et område i hengen hvor det er en del overmasse som

kommer frem i konturskannet (151cm fra teoretisk kontur). BPT tolkningen viser at det er en større sleppe i det samme området, og det er også observert den samme sleppen i den geologiske kartleggingen for området (se figur 9). Det å kunne se på de tre dataene sammen viser at overmassen mest sannsynlig skyldes geologien i området. Dersom man ser at sleppen fortsetter inn i neste salve, kan man ta hensyn til dette gjennom justering av boreplan og lademengder.



Figur 9: Sammenstilling av maskindata fra skann (profiler), BPT og geologisk kartlegging fra området. Overmassen midt i tunnel kan mest sannsynlig forklares med at det er en kryssende sleppe. Tre uavhengige kilder viser det samme. Fra venstre konturskann, BPT, Skann og BPT, og geologisk kartlegging. (skjermutklipp fra Bever Viewer)

Geologien i tunnelen påvirker løpende drivingen, det er mange hensyn å ta og ikke alltid like lett å få oversikt på komplekse geologiske strukturer i tunnelen. Under vises et eksempel (se figur 10) hvor litt upresis boring sammen med horisontale og vertikale sprekker resulterte i et massivt geologisk utfall. Det er mulig at utfallet kunne vært unngått om man hadde hatt en samlet plattform for visning av data som hadde gjort de mulig å diskutere og planlagt salvene bedre.



Figur 10: Stort konturavvik i nisja og flere gjennomsettende sprekker vertikalt og et horisontalt sprekkesett (Skjermutklipp fra Bever Viewer).

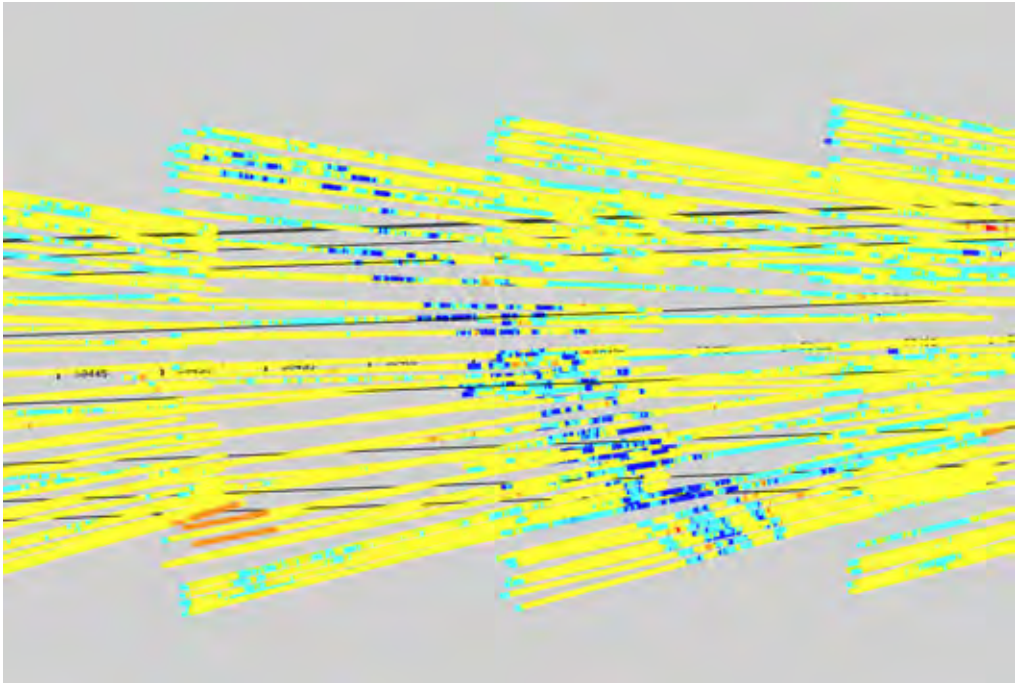
Injeksjon

Praksis

Injeksjonsarbeidet blir rapportert underveis mens det injiseres og det er en kontinuerlig oppfølging av prosessen på stuff. I ettertid blir disse dataene samlet til en totalrapport og sendt som dokumentasjon til byggherre. Dataene som blir produsert er nyttige for å forberede for neste injeksjonsskjerm.

Sprekkesystemer er svært viktig for injeksjonsprosedyren, det er viktig å vite hvordan massen blir påvirket og om det bør gjøres endringer i trykket med tanke på sprekkeretning, geometri og bergspenning (relatert til overdekning) (Grøv et al, 2020). Enkelte entreprenører bruker BPT aktivt når det injiseres i nærheten en større svakhetssone er det viktig å tilpasse injeksjonstrykk, typen injeksjonsmasse og prosedyrer for å ta hensyn til geologien slik at man oppnår det ønskede resultatet.

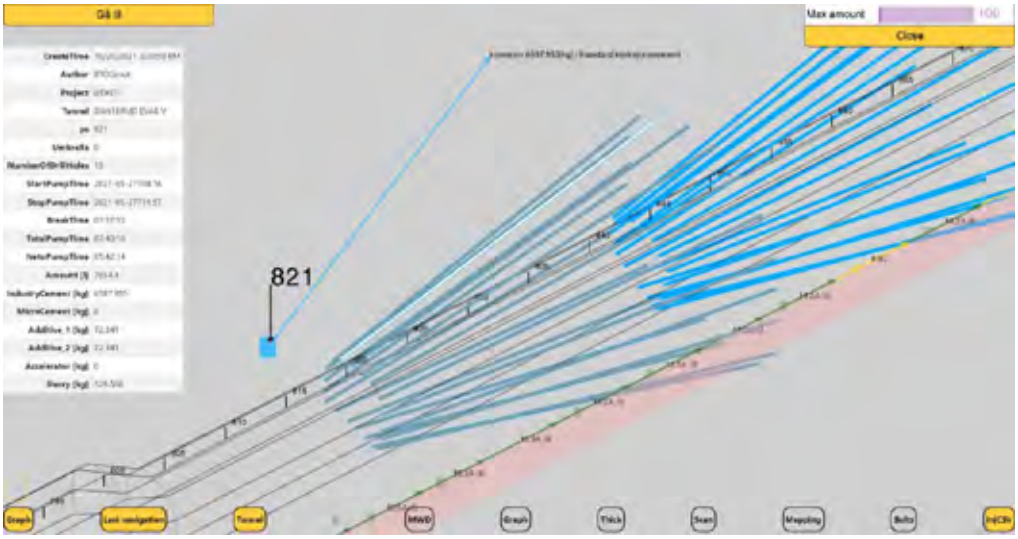
Eksemplet under (se figur 11) viser en gangbergart som krysser tunnelprofilet og er veldig synlig i BPT på grunn av den store endringen i hardheten mellom de to bergartene. Gangbergarter og andre svakheter kan potensielt bære vann fra overflaten og i tillegg skape problemer når det injiseres ved at de kan frakte injeksjonsmassen bort fra området og forhindre at det blir tett der det er ønsket.



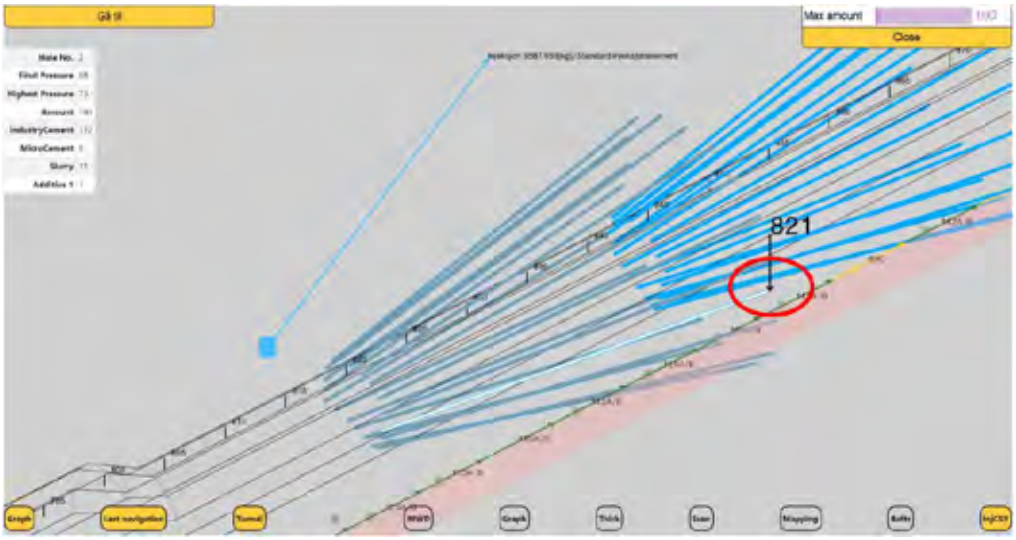
Figur 111: Injeksjonsskjermen er sett oven ifra og her kan det observeres en sprekk som fra venstre vegg i første skjerm og fortsetter over til den andre skjermen ut mot høyre vederlag/vegg (Skjermutklipp fra Bever Mapping).

Muligheter

Injeksjonsdata er ikke alltid lett å sette seg inn i når man ikke jobber med det til daglig og det kan derfor være vanskelig å få en god oversikt. En presentasjon som er vist i eksempelet under (se figur 12) er boreplan fra injeksjonsskjerm som er koblet opp mot injeksjonsrapport fra samme skjerm. Hovedtallene fra oppsummeringsrapporten blir tilgjengelige og interaktive, og det samme kan gjøres for hvert hull i skjermen (se figur 13).



Figur 12: Injeksjonsskjerm med injeksjonsdata for hele skjermen (Skjermutklipp fra Bever Viewer).



Figur 12: Injeksjonsdata fra enkelthull i injeksjonsskjermen (Skjermutklipp fra Bever Viewer).

For å få en totaloversikt for et større område kan det være interessant å se hvor det har gått store mengder med injeksjonsmasse, tid og sluttrykk. Dette kan gjøres ved ganske enkelt å filtrere på de ulike parameterne.

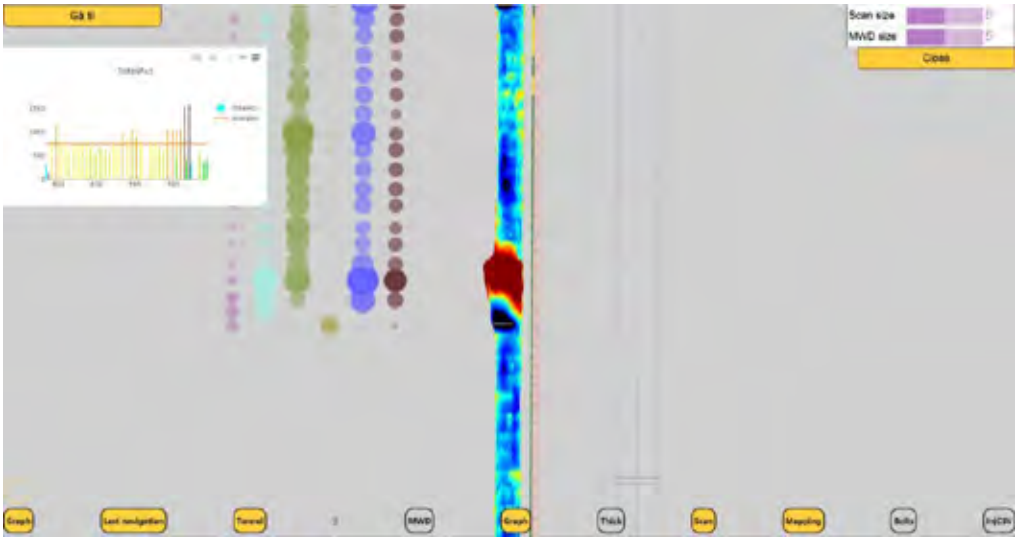
Lading

Praksis

Logging av lading har fått et større fokus og det har blitt strengere klima krav også for sprengstoff forbruk. Dataene fra ladingen viser lademengde per hullgruppe og totalsum for hele salven. I svakhetssoner så bør boreplanen endres og lademengden justert for å ta hensyn til geologien i området og for å minimere risikoen for større utfall fra stuff og tap av kontur (NFF, 2012).

Muligheter

Ladelogging har stort potensial for å kunne bidra til å bevisstgjøre hvor mye sprengstoff som blir brukt, og det kan bidra til å justere lademengder for å oppnå bedre kontur og mer effektiv sprengning. Under er det et eksempel (se figur 14) hvor ladelogger er lagt til i presentasjon sammen med konturskann. Mengden er presentert ved at størrelsen på sirkelen blir mindre eller større avhengig av forbruket på de forskjellige salvene. Det er også mulig å klikke på sirkelen for å få presentert dataene som grafisk visning med verdier.



Figur 13: Ladelogg vist til venstre med forskjellige statistikk, blant annet powder factor. Desto større sirkelen er jo høyere forbruk av sprengstoff (Skjermutklipp fra Bever Viewer).

DISKUSJON

I dag lager flere entreprenører egne digitale løsninger for å øke effektiviteten og for å tilfredsstille byggherrenes varierende krav til rapportering. Ved å jobbe for felles bransjeløsninger kan det bidra til å gi bransjen mer forutsigbare og like krav til rapportering uavhengig av prosjekt eller byggherre. Kostanden ved utviklingen kan deles på flere, og en vil få spesialiserte miljøer som kan levere mer avanserte løsninger enn hver enkelt entreprenør vil kunne frembringe. Resultatet vil bli at det er lettere å få tak i standardprogrammer og at det ikke blir mange eksklusive løsninger som kan være med å ødelegge en effektiv dataflyt i et prosjekt.

KONKLUSJON

Det at dataene er tilgjengelig er et viktig punkt for at dataene skal bli utnyttet bedre, men det krever også at brukerne blir skolert slik at de forstår hvordan de kan bruke disse dataene. Presentasjon og fremstilling av data vil være viktig slik at en ikke trenger å være spesialist i hvert fagområde for å skjønne hva man ser på. Mye av dataen som blir samlet inn krever også mye prosessering og bearbeiding, og ofte så er ikke disse dataene lett tilgjengelig for andre enn akkurat de som jobber med den spesifikke arbeidsoppgaven. Ved å samle data i en enkelt manøvrerbar 3D-modell som kan aksesseres fra telefon, nettbrett eller PC vil langt flere få rask tilgang til innsamlede data presentert i et forståelig format

Innsamling av data kan være tidskrevende og unødvendig tungvint. Enkelte data blir samlet inn og blir direkte brukt i automatiske genererte rapporter, men trenden er at det fremdeles føres mye dobbelt og det gjenstår et omfattende arbeid for å øke automatiseringen av rapportering. Dette vil også gi færre feilkilder og sikre mot feilføring av data manuelt. Med mer automatikk i rapporteringen vil det kreve mindre ressurser på å følge opp mengder, rapportene kan bli mer nøyaktige og gi mindre dobbelt arbeid.

Til slutt ønsker vi å sitere fra Henrik Kvikne sin masteroppgave som vi tror det treffer godt i forhold til hva vi ønsker å bidra til med våre produkter:

«Data kan gi verdifull informasjon og innsikt som kan bidra til bedre beslutninger, raskere gjennomføring, lavere utslipp, reduserte kostnader og mulighet for en kontinuerlig optimalisering. Dette kan bidra til å øke lønnsomheten, optimalisere byggetider, øke produktiviteten samt forhindre kostbare tvister» (Kvikne, 2019).

KILDER

Grøv, Eivind., Strømsvik, Helene., Haugsand, Martin Hovda. (2020) «Sementbasert berginjeksjon. Sluttrapport fra prosjektet TIGHT» Sintef Viten 2

Kvikne, Henrik Kristoffer. (2019) «Digitalisering og datainnsamling i tunnel – En studie av digital datainnsamling ved konvensjonell tunneldriving», NTNU masteroppgave

NFF. (2012) «Håndbok for bestiller av Bergsprengningsarbeid», NFF Håndbok

NFF. (2019) «Publication 28: Digitalisation in Norwegian Tunnelling» NFF Publikasjon

HØYOPPLØSELIG SKANNING AV TUNNEL

High resolution scanning of tunnels

Leiv Pedersen, daglig leder, Amberg Norge AS

SAMMENDRAG

Innen tunnelbygging har man alltid forsøkt å finne metoder for å dokumentere at utsprengt og sikret bergrom er i henhold til planlagt tverrsnitt. Ulike metoder har blitt benyttet, alt fra manuelle tolker til moderne laser skannere. Bruken av dataene har variert fra å bevise at tverrsnittet er stort nok, beregne volum for ulike formål og for å lete etter geologiske strukturer til bruk ved bestemmelse/ kontroll av sikring. Ulike byggherrer har ulike behov for hva de ønsker å dokumentere og hvordan de ønsker å benytte dataene i byggefasen og i driftsfasen. Kravene til nøyaktighet i dokumentasjonen varierer mye fra byggherre til byggherre. Dagens strengeste krav er georefererte punktskyer med minimum 1 punkt pr cm^2, med RGB fotografi drapert på punktskyen, til en rødlaser med avlesing hver 250 mm. Ofte vil byggherrene ha dokumentasjon av utsprengt fjellflate med geologi, lagtykkelser og dokumentasjon av netto profil langs linjen. For entreprenøren vil dataene kunne benyttes for, i tillegg til en som bygget dokumentasjon, å vurdere bestilling av betong, riktig plassering av sprøytebetong i profilet til vurdering av overfjell samt knølspretting.

I en tidlig fase var det landmåleren som profilerte tunnelen, mens det senere er kommet flere ulike typer for automatiserte løsninger som også andre kan benytte. Moderne utstyr som høyoppløselige laser skannere med mulighet for RGB fotografi leveres av ulike aktører og kan i prinsippet opereres av ulike aktører som bas, geolog eller lignende. Landmåleren kan da frigjøre sin tid til andre oppgaver.

Moderne skannere benyttes også til å lage en digital tvilling av objekter, da gjerne i forbindelse med oppgradering av gamle tunneler eller vanlig drift og vedlikehold.

SUMMARY

Within the tunnel industry one has always looked for solutions to document the blasted cross section and supported tunnel. In the old days, manual methods were in use, but in recent years the use of modern laser scanners are growing popularity. The utilisation of the data span from determination of the cross section, volume calculation and detection of geological features for the support design or control. Different project owners will have different requirements in the technical specifications. In Norway the strictest specifications are to deliver a georeferenced point cloud with RGB photos and a density of 1 point per cm^2, whilst other require a laser with 1 point per 250 mm, often mounted on the Jumbo. The project owner will make use of the information to document blasted profile with geological information, layer thickness and the net profile of the tunnel. The contractor may utilise the data as input to the As-Built documentation, ordering of concrete, correct placement of shotcrete or evaluation of overbreak or underbreak.

I the early days, the surveyor on the project often managed the scanning, but modern equipment also allows others to perform the task. Several suppliers of modern scanners, with RGB photo capability exist and is now operated by the shift leader, foreman, geologist etc. The surveyor may then be utilised on other pressing tasks.

When making an upgrade of the tunnel, or other operation and maintenance tasks, a scanner can quickly produce a digital twin.

INNLEDNING

Norge er et av verdens ledende land når det gjelder årlig tunnelproduksjon og vi blir i stadig større grad tvunget til å forbedre våre rapporteringsrutiner. Da blir automatiserte løsninger som laser skannere viktig for å oppnå en effektiv produksjon. Ulike produkter og programvarer skal snakke sammen og produsere lettfattelige rapporter som enkelt kan benyttes videre i rapporteringen.

KRAVSPESIFIKASJON

Tabell med krav fra Bane NOR, SVV, NyeVeier og kommunale eller fylkeskommunale etater, så som Bybanen Bergen. Utdrag fra noen av anbudstekster er vist under.

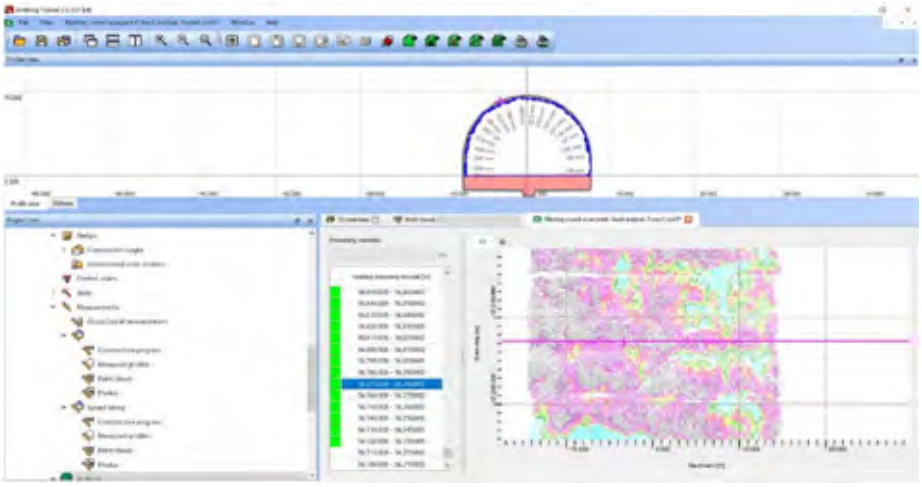
	Bane NOR	Statens Vegvesen	Bybanen Bergen
Punkttetthet			
Fjell	1 pr 1cm^2	500 mm	500 mm
Sprøytebetong	1 pr 2 cm^2	500 mm	500 mm
Betong	1 pr 2 cm^2	500 mm	500 mm
Nøyaktighet			
Fjell	+/- 5 mm	Angis i spesiell beskrivelse	Angis i spesiell beskrivelse
Sprøytebetong	+/- 5 mm	I hht Publikasjon nr 7 fra Norsk Betongforening	I hht Publikasjon nr 7 fra Norsk Betongforening
Betong	+/- 5 mm	+ /- 50 mm	+ /- 50 mm
Georeferert punktsky	Ja	Ja	Ja
RGB	Ja, på punktsky	Nei	
Leveranse	LAS fil og målsatte tverrprofiler	Dokumentasjonen skal leveres byggherren på åpent, standardisert format, f. eks LandXML. Skal kunne legges inn i database-løsningene til SVV.	LAS- og XYZ format som ASCII fil, i tillegg til KOF eller LandXML

Utgangspunktet for toleransekravene er bestemt av andre elementer som skal installeres og brukne av tunnelen. Ofte vil spesifikasjoner av toleranser ha verdier som gjør at standard tunneldrift er mulig, men toleransekravene i dokumentasjonen kan variere.

SVV sin beskrivelse i N500 og R761 er utgangspunktet for de fleste beskrivelser, men Bane NOR har videreutviklet dette og setter stadig strengere krav til dokumentasjon i sine beskrivelser og Teknisk regelverk. Behovet for detaljering av krav er ulikt, avhengig av hvilken bruk man har for dataene.

BRUKSOMRÅDER

En normal arbeidsflyt i tunnel hvor moderne skanning ofte blir beskrevet i anbudsdokumentene er 1) etter sprengning, 2) etter sikring, 3) etter eventuell avretting før 4) vann- og frostsikring. Skanning blir vesentlig benyttet for å dokumentere plass i tverrsnittet til de installasjoner og enheter som skal trafikkere tunnelen. Dette vises da som regel som profiler hentet ut med regelmessige avstander.



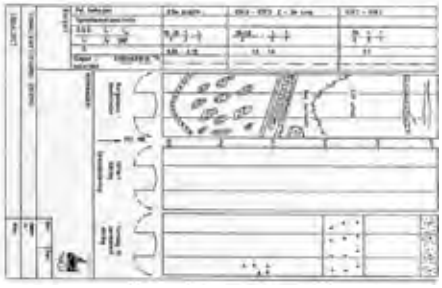
Figur hentet fra Amberg Tunnel programvare som viser utsprengt fjellflate med et valgfritt tverrsnitt.

Dersom skanningen utføres med moderne høyoppløselige skannere, er det mulig å hente ut mye mer informasjon, som kan benyttes av både byggherre og entreprenør, samt operatøren av tunnelen i driftsfasen.

Brukervennligheten til moderne skannere er så god at andre enn prosjektets landmålere kan operere disse og overføre data enten via minnepinne eller Wi-Fi til prosjektets skyløsning hvor data lett hentes ut i egnet programvare.

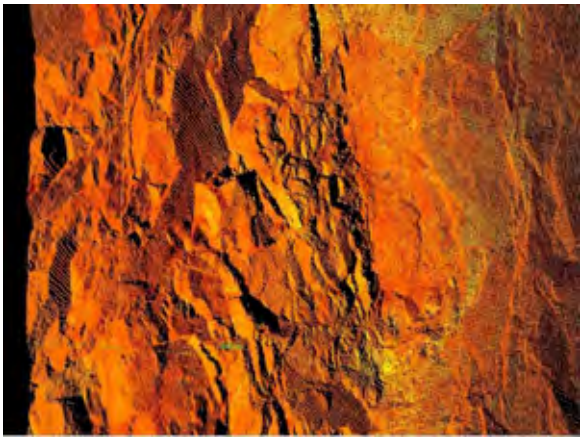
Geologi

I alle år har man benyttet seg av byggherrens halvtime til geologisk kartlegging og bestemmelse av permanent sikring på stuff. Dette har dokumenteres ved håndtegninger på stuff som i mer eller mindre grad har blitt riktig overført til en sammenstilling av aktuelle data.

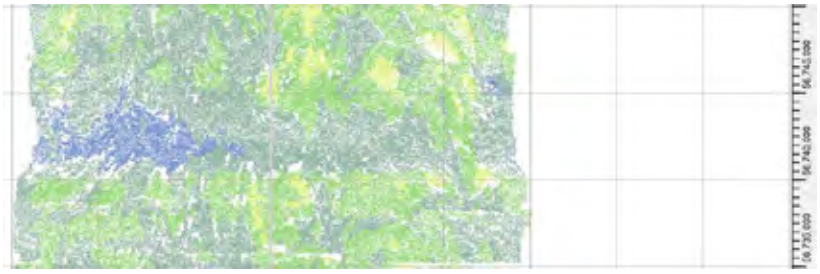


Figur hentet fra NFF Håndbok nr 05: Tung bergsikring i undergrunnsanlegg

Ved en høyoppløselig skanning, vil strukturer tre fram og kan benyttes til geologisk tolking og forståelse. Et grovere grid mellom målepunktene, typisk 200-250 mm blir for grovt til at man kan hente ut fornuftig informasjon.



Figur fra Leica presentasjon om skanning. Høyoppløselig skanning av fjellflate hvor strukturer vises enkelt.



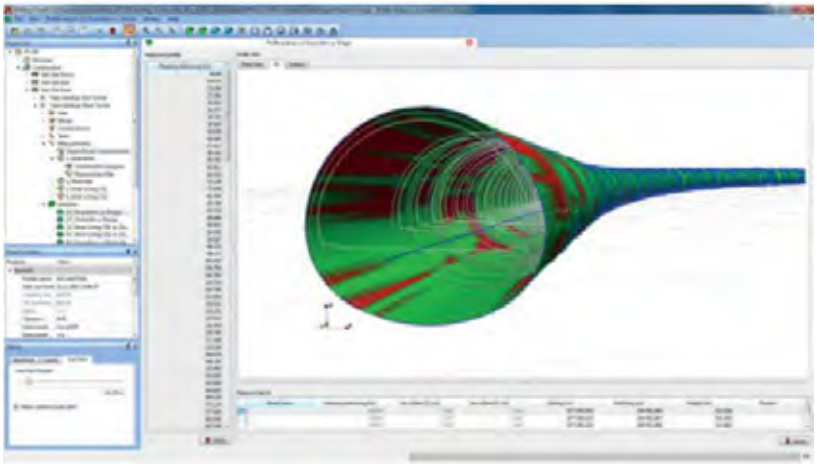
Figur av analyse av fjelloverflate med Amberg Tunnel programvare og skann med grov oppløsning. Fargekode angir over- eller undersprengning, blå angir oversprengt tunnel med mer enn 500 mm.

Kvaliteten på registreringene har betydning for hvordan dataene kan benyttes i ettertid. Her har vi erfaringer fra ulike hendelser i norske tunneler, hvor registreringene under driving var mangelfulle. Oppstår det en hendelse er det viktig for eier av tunnelanlegget hurtig å skaffe seg eksakt informasjon som gjør det mulig å ta riktige beslutninger. Ved høyoppløselig skanning av fjellflaten i kombinasjon med fargefoto, kan man i ettertid revurdere de tolkinger som ble utført på stuff, selv om fjelloverflaten er dekket med betong.

Ved en oppgradering av eldre tunneler er det viktig å tilgang på gode og verifiserte data. Egen erfaring fra oppgradering av en gammel tunnel, hvor det ikke fantes tilgjengelige data har vist at manglende data kan bli kritisk for gjennomføringen av prosjektet. Når tiltak beskrives på sviktende grunnlag, vil dette fordyre prosjektet for samfunnet. Dagens krav til digitalisering i anleggsbransjen viser at en digital tvilling, produsert med skanning, er til stor hjelp under både planlegging og utførelse, men vesentlig informasjon som er skjult klarer man aldri å beskrive før tiltaket starter.

Utsprengt areal

Den tradisjonelle bruken av skanning er for å dokumentere at utsprengt areal er innenfor de toleranser som byggherren har satt.

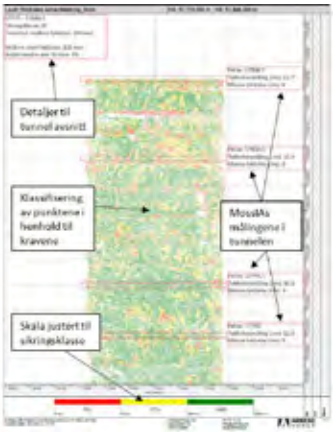


Figur som viser skanning i 3D for prosjektet, produsert i Amberg Tunnel programvare.

I tillegg vil disse danne grunnlag for oppgjør ved mengderegulerte kontrakter. Profilene skal gjerne levres med 5-10 m intervaller. Dersom tverrsnittene velges feil, vil den framlagte dokumentasjonen ikke vise den reelle situasjonen. Med moderne programvare kan man velge hvilke profil man vil se spesifikt på og man

Lagtykkelser

Ved bestemmelse av sprøytebetongsikring er det en norm at man skal dokumentere at midlere utført tykkelse minst er lik angitt tykkelse og minste målte tykkelse skal ikke underskride 50% av angitt tykkelse. Erfaring fra SMS prosjektet til Bane NOR viste at utborede kjerner tilfredsstilte kravene, mens ved bruk av skanndata ser man at tykkelsen ikke oppfyller kravene like godt.

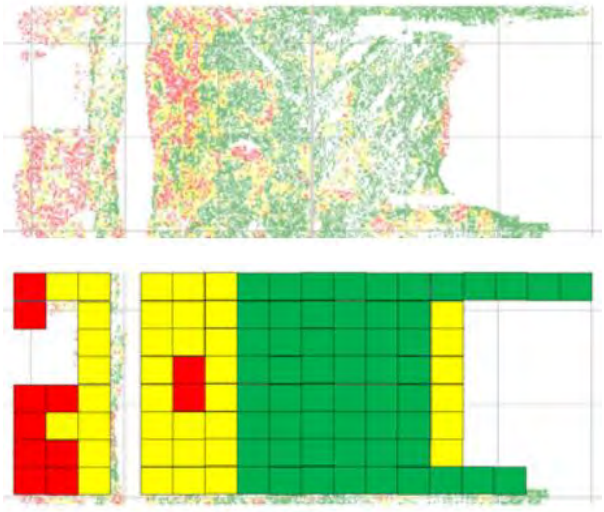


Figur som viser utførte kontrollboringer og analyse av lagtykkelse med Amberg Tunnel programvare. Bilde gjengitt med tillatelse fra Bane NOR.

En detaljert analyse vil vise et mer detaljert bilde og gir mulighet for å ta bedre beslutninger i byggefasen og vil gi operatøren et godt bilde av detaljer i driftsfasen.

Tykkelsesvurdering under spruting

Under utførelse vil en erfaren sprøyter som regel ha god kontroll på hvordan han eller hun legger betongen for å oppfylle kravene i bestillingen. Men, ved ugunstige forhold kan det være en god hjelp om man hurtig kan få et overblikk etter ca. halvparten av volumet. Moderne skanneteknikker og prosesseringsteknikker kan gi et hurtig svar på hvordan tykkelsen fordeler seg, og man kan justere tykkelsen på siste del av leveransen.



Figur som viser detaljert og forenklet tolking av lagtykkelse på utført sikring. Den forenklete visningen vil være hjelp til sprøyteoperatøren for å justere tykkelse i forhold til bestilling.

Annet

Moderne digitale prosjekteringsmetoder og byggemetoder basert på modeller og BIM setter større krav til både byggherrer, prosjekterende og utførende, og det er enklere å kreve mer dokumentasjon. Samtidig som man enklere kan ta fram informasjon fra gamle tunneler og se på den digitale tvillingen når en rehabilitering skal utføres.

Moderne laserskanning kan gi på eiere og utførende bedre informasjon og terskelen for å benytte utstyret er senket slik at tiden til landmåleren kan frigjøres til andre arbeidsoppgaver.

ULIKE LEVERANDØRER

Produsenter av 3D laser skannere for terrestrisk bruk:

Leica Geosystems, Zoller & Frølich, Faro, Trimble, Rigel, Topcon

Merke/ Type	3D Nøyaktighet	Kamera	2 Akset lodd pendel	Antall pts	IP Klasse	FOV
P40/ P30/ P50	1,2mm +10 PPM	Ja / HDR	Ja	Inntil 1 mil		360 X290
RTC360	1,9mm@10m - 5,3mm40m	Ja/ HDR	Nei	Inntil 2 mil	54	360 X 300
Rigel 400i	5mm ?	Eksternt	Nei	Inntil 500 000 ved avstand < 120m	64	360 X 100 60/40
Faro S70	2mm@10m 3,5mm@35mm	Ja/ HDR	Ja	Inntil 1 mil	54	360 X 300
Faro 150 Plus / 350 Plus	2mm@10m 3,5mm@35mm	Ja/ HDR	Ja	Inntil 2 mil	54	360 X 300
Z&F 5010C	?	Ja /HDR	Nei	1,016 mil	?	360 X 320
Z&F 5016	?	Ja /HDR	Nei	1,1 mil	54	360 X 320
Trimble X7	2, mm @10m 6,0mm@40m	Ja / HDR	Ja	Inntil 500 000	55	360 X 282
Topcon GLS 2200	?	Ja / HDR	Ja	Inntil 120 000	543	360 X 270

Orica leverer også en egen løsning, men denne er ikke solgt i Norge og vi kjenner ikke spesifikasjonene til denne.

Datainnsamling

Data lagres på minnekort, USB stikk eller eventuelt innebygd hard disk og overføres til PC via minnekort eller overføring med kabel eller innebygd WIFI.

Dataprosessering

Produsenter av software er: Leica, Amberg Tunnel, Faro, Z&F, Trimble, Topcon, Gemini Tunnel.

Data prosesseres i egnet programvare levert av instrument leverandøren og georefereres i programvare på egnet kraftig PC, minimum I7 prosessor og 32Mb RAM.

- Leica P Serie har georeferering innebygget i skanner, men data må importeres i Leica Cyclon eller Leica 360 Register før eksport til ASCII fil eller PTS, LAS eller E57 format. Leica Cyclone 3DR / 3D Reashaper kan behandle tunneldata og vise lagtykkelser av f.eks sprøytebetong eller teoretiske avvik.
- Amberg Tunnel er en uavhengig programvare som kan lese fra og skrive til ulike filformat og er uavhengig av utstyr. Programvaren består av ulike pakker, hvor skanning, overfjell/ undersprenging og lagtykkelse er en integrert del. Det leveres både en kontorløsning og en feltløsning.
- Faro Scene kan benyttes til å sette sammen data fra Faro skannere i felt med en bærbar PC og deretter georefereres. Punktsky kan eksporteres i forskjellige formater som E57, PTS eller LAS. Punktskyen kan behandles i Faros egne applikasjoner. Faro sine proprietære formater kan leses av Leica Cyclone / Cyclone 3DR og behandles i Register programvaren før eksport til andre formater.
- Z&F Laser Control, Laserskanning programvare. Registrering og georeferering av punktsky, kan benyttes på PC i felt eller på kontor for å kontrollere data, beregne og eksportere data til 3. parts programvare som E57, PST, LAS format.

- Trimble: Punktsky registrering i Trimble Business Centre. Data kan eksporteres i formater som E57, PTS og LAS format. Data kan også bearbeides i Business Center punktsky og bearbeides til en overflatemodell. For sprøytebetong kan lagtykkelse vises og analysere data fra flere lag i tunnelen.
- Topcon sin programvare registrerer data, georefererer og eksporterer PTS / LAS filer til 3. parts programvare.
- Bever Control har også en programpakke for å dokumentere profiler og lagtykkelser, men det er ikke detaljert informasjon tilgjengelig på hjemmesidene.
- Orica leverer også en egen løsning, men denne er ikke solgt i Norge og vi kjenner ikke spesifikasjonene til denne.

Export format

Det er i dagens situasjon tre ulike eksportformater som kan importeres til de ulike programvarene:

- E57 data fra terrestrisk skanning er en åpen industri standard,
- PTS inneholder X,Y,Z, RGB,
- LAS industri standard fra Mobile mapping, inkluderer farge RGB

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Asle Gjøstein Resi
Veidekke

Effektivisere planlegging og dokumentasjon ved bruk av droner

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

SUPERCON – Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining – utvikling av sprøytebetongteknologi for et grønt skifte

SUPERCON – Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining – developing sprayed concrete technology for a green shift

Eivind Grøv Sjefforsker/Professor II SINTEF/NTNU

SAMMENDRAG

Foreliggende artikkel presenterer hovedaspektene ved et større norsk forskningsprosjekt vedrørende bruk av sprøytebetong for tunnelbransjen, på norsk oversatt som «sprøytet, bærekraftig, permanent, robotisert tunnelkledning». Grunnlaget for dokumentet er søknaden som ble sendt til Norges forskningsråd i 2018. Søknaden ble utarbeidet av Prof. Stefan Jacobsen ved NTNU, 1. Amanuensis Pål D. Jakobsen som da var ved NTNU, Seniorspesialist Karl G. Holter ved NGI, Forskningsleder Gunrid Kjellmark ved SINTEF samt Sjefforsker Eivind Grøv i SINTEF.

SUPERCON har som mål å finne løsninger som gjør det mulig å styrke «den norske tunneldrivingsmetoden» som et tids- og kostnadseffektivt konsept, tilpasset de fleste bergforhold og variasjoner i trafikktetthet. I tillegg vil redusert materialforbruk samt bærekraftige råmaterialer og produksjonsmetoder være viktige aspekter som tas i betraktning. Fordi betongsprøytemetoden SCL er grunnleggende for dette tunneldrivingskonseptet, er det nødvendig å fokusere forskningen på materialegenskapene og påføringsteknikkene for sprøytebetong. SUPERCON sitt ultimate mål er å oppnå en rissfri sprøytebetong slik at den derigjennom kan bli vanntett. Men det betyr at bransjen trenger mer kunnskap innen gitte tema.

Det foreslåtte prosjektet vil øke norsk SCL-kompetanse og støtte norsk SCL-industri gjennom utvikling, vitenskap og ny teknologi. Tett samarbeid med de industrielle partnerne vil integrere deres kompetanse, utstyr og produkter, samt deres behov og krav i forskningsprosjektet. Derved styrkes deres kompetanse og innovasjon, slik at de blir mer konkurransedyktige innen en krevende industri, også internasjonalt. Sluttbrukeren vil dra fordel av den samlede kompetansen og dermed lettere kunne spesifisere oppgaven og stille krav til prosjektspesifikasjoner og prosjektgjennomføring. Resultatet av forskningsprosjektet vil bli distribuert innen tunnelindustrien i Norge, samt ved ulike nasjonale og internasjonale kurs, konferanser og detaljerte workshopsamlinger.

Med tanke på at statsledere fra G20-landene møttes i Roma i månedsskiftet oktober-november i 2021 og erklærte at de skulle målsettingen til at den globale oppvarmingen skulle holdes under 1,5 grader Celcius. Samtidig finner det sted et stort internasjonalt Climate Summit i Glasgow. Dette påpeker i enda større grad behovet for at man også innenfor tunnel- og anleggsbransjen må ta et kraftig tak for å være med på å bidra til at vi sammen kan oppnå disse målene.

SUMMARY

Research and academic institutions SINTEF, NTNU (the Norwegian University of Science and Technology (NTNU) and the Norwegian Geotechnical Institute are all involved in Supercon. Its industrial partners are Andersen Mek Verksted, Veidekke, BASF, Bever Control, NORCEM, SWECO, ELKEM, Entreprenørservice, Wacker Chemicals Norway and Bekaert Maccafferi.

The consortium of research organisations and industry have joined forces in a bid to produce an ultra-sustainable, cost effective and durable permanent sprayed concrete for tunnel linings. The 17.5m NOK (Euro 1.75m) Supercon (Sprayed Sustainable Permanent Robotized Concrete) project will look at multiple aspects of sprayed concrete across a programme that will last four years.

There is a need to develop competence in more eco-friendly tunnelling which means more eco-friendly concrete mix designs and more durable and functional SCL, contrary to the current trend towards the use of cast in-situ and precast concrete.

Research will look at how pozzolanic materials could be used in sprayed concrete to replace cement; how to fully automate spraying to make the process more efficient; understanding material properties, design and application in order to increase durability; and new approaches to structural design to allow thinner layers of SCL to be used.

The ultimate goal is to develop a water tight and crack free sprayed concrete. This would make tunnels more economically viable which in turn will have a positive impact on the health and prosperity of communities. In the long run, the project will lead to safer, eco-friendlier and shorter travelling times within the country. The realization of tunnel projects will also benefit local communities by transferring traffic underground.

INNLEDNING

Hvorfor etablerte vi søknaden som vi kalte «SUPERCON – Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining»? Kan hende vi var noen år i forkant av begivenhetene? Miljøfotavtrykket til den fysiske infrastrukturen i et transportsystem er viktig for transport på skinner og vei, og har spesielt stor betydning for landskap, topografi og demografi under norske forhold. Dette gjelder ikke minst i norske forhold, men også globalt har dette flere årsaker som kort listes under:

1. Infrastruktur som er tung og materialintensiv. Behov for samsvar med nye og strenge krav til kurvatur både i vertikal og horisontalplanet, og med tilhørende drifts- og sikkerhetskrav.
2. Strengere krav til moderne infrastruktur, noe som fører til høyere andel av de mest materialintensive elementene, som tunneler, broer og konstruksjoner.
3. Under norske forhold vil miljøfotavtrykket som skyldes infrastrukturen øke ytterligere på grunn av: 1) Relativt ren elektrisitetsproduksjon. 2) Krevende topografi, som betyr flere tunneler, broer, osv. 3) Lav befolkningstetthet, som betyr lange avstander mellom små markeder, og at få mennesker transporteres over lange avstander. Dette fører til et relativt kraftigere fotavtrykk per passasjerkilometer (pkm)/tonnkilometer (tkm), og en lengre miljømessig gjenopprettelsesperiode for konstruksjonsutslipp.

Tunnelkledning laget av sprøytebetong, i dette dokumentet kalt SCL (som forkortelse for Sprayed Concrete Linings), har vært en grunnleggende del av den tradisjonelle norske

metoden for sikring i tunneler, og har gitt 1) en raskt fungerende arbeidssikring, med resultat høy produktivitet og 2) en kostnadseffektiv permanent sikring.

Men SCL samsvarer ikke nødvendigvis med dagens levetidskrav med hensyn til permanent funksjonalitet (vanntetting og bestandighet) for den ferdige kledningen i moderne jernbanetunneler (80 år) og veitunneler (100 år). Som resultat har norske offentlige utbyggere orientert seg mot europeiske metoder for tunneldriving, med plass-støpt betong, eller med prefabrikerte tunnelelementer. Disse metodene, som i utgangspunktet er utviklet i land med dårlig grunn- og bergmassekvalitet sammenliknet med norsk, som er typisk harde og gode bergarter, krever store betongvolumer som gir økt materialforbruk, økt kostnad, og negativ miljøbelastning. Bærekraftig kledning med permanent funksjonalitet er derfor en stor utfordring for norske tunnelbyggere. Det er nødvendig med høyere kompetanse innen miljøvennlig tunneldriving for å få utviklet en forbedret og miljøvennlig betongblanding, og mer bestandig og funksjonell SCL, i motsetning til den nåværende trenden med plass-støpt og prefabrikerte elementer.

SUPERCON er et forskningsprosjekt under det programmet i Norges Forskningsråd som heter BIA, eller Brukerstyrt Innovasjons Arena og er i kategorien KPN (Kompetanserettet Prosjekt for Næringslivet). Prosjektet har en total økonomisk ramme tilsvarende 17,55 mill NOK der Norges Forskningsråd bidrar med 14.04 mill NOK eller tilsvarende 80% i kontanter, mens industripartnere har en andel på 20% i kontanter. Dette er en svært gunstig forordning hva gjelder å skaffe støtte i Næringslivet. Prosjektet har en varighet på 4 år og startet opp våren 2019. Forskningsdeltakere er NGI. NTNU og SINTEF der SINTEF også bekler prosjektlederansvaret og er kontraktspartner mot Norges Forskningsråd og de deltakende bedriftene. Industripartnere er Andersen Mek. Verksted, BASF, Bever Control, Bekaert NV, Elkem ASA, Entreprenørservice AS, NORCEM AS, SWECO Norge AS, Veidekke Entreprenør AS, Wacker Chemicals Norway AS. Følgende prosjekteiere støtter prosjektet: Bane NOR, Nye Veier AS og Statens vegvesen.

<u>Utnyttelse av miljøvennlige materialer i sprøytebetong – forbedrede materialegenskaper</u>

Miljøbelastningen fra betong er for en stor del knyttet til utslipp av CO2 og forbruk av sementbaserte materialer, akseleratorer og tilslag som vann og fibre, inklusive plastfibre. Flere løsninger, som kan passe for SCL, er under utvikling. Det arbeides med økt mengde pozzolaner, som flygeaske og slagg, aktivert leire og kompositttsement med kalksteinfiller, for å redusere karbonfotavtrykket fra bindemiddelet, og dette kan også brukes i forbindelse med sprøytebetong.

Men plastfibre, som er kjent for å bidra til havforurensning, og som kan spres med tunnelmassene, er etter hvert blitt uønsket i sprøytebetong. På grunn av dette, samt den negative innvirkningen store mengder stålfibre har på bearbeideligheten, er det behov for utvikling av nye fiberteknologier, som ikke har vært brukt til dette formålet før, og som er egnet til optimalisering av SCL-egenskapen. Tilslag basert på tunnelsmasse gjennom forskningsobjekt i prosjektet ‘Kortreist Stein’, kan kanskje også bidra til en rimeligere og mer miljøvennlig betongblanding. Innen betongteknologi er for øvrig også avansert mikrodosering for å kontrollere de reologiske egenskapene og kvaliteten til betong under utvikling. I tillegg har man nylig utviklet pumpbar og sprøytbar betong med ultrahøy ytelse (Ultra High Performance Concrete – UHPC) med 130 MPa fasthet etter 28 dager, noe som åpner muligheten for svært tynn tunnelkledning. Disse framskrittene kan kanskje utnyttes av SCL,

men fortsatt finnes det et stort behov for kunnskap innen materialutvikling både med tanke på lavkarbonbetong og UHPC til sprøyting av umiddelbar og permanent tunnelkledning.

Robotiserte påføringsmetoder

Påføring av SCL passer godt til robotisert produksjon, mens påføringen i dag styres manuelt. Laserskanning av tunnelkonturen brukes i dag hovedsakelig til besiktigelse av tunneloverflaten og til kontroll av tykkelsen av påsprøytet betong, men brukes ikke til styring av sprøyteprosessen. Det finnes et potensiale for utvikling av en fullt robotisert sprøyteprosess. Robotiseringen inkluderer bevegelse av armen og dysen for å få f.eks. jevn tykkelse, redusert prelletap ved at det hele tiden sprøytes ortogonalt over bergoverflaten, informasjon den ferske betongens reologiske egenskaper, og å finne innstillinger som gir optimalisert komprimering og tidlig fasthet etter sprøyting, som pumpetrykk, sprøytetrykk samt hastigheten for sprøytede partikler, for å optimalisere egenskapene til in situ-betong. Derfor er det behov for kunnskap om utnyttelse av roboter til å lage SCL av høy kvalitet.

Forbedret bestandighet for sikring av et felles levetidskrav på 100 år – bærekraft

Betongens bestandighet påvirkes av en rekke fysisk og kjemisk nedbrytende prosesser, der det er behov for kunnskap om SCL. Det er nødvendig med mer kunnskap om material-, design-, produksjons- og herdebetingelser som påvirker sprekkdannelse, bestandighet og potensielt selvhelende egenskaper, for å oppnå bærekraftig og permanent SCL. Dette innebærer forståelse av prosessene og metodene for håndtering av disse utfordringene, ved hjelp av hensiktsmessig design, materialteknologi (dosering, fibre, membraner, polymerer, selvhelingsevne eller tilrettelegging for selvheling), produksjon/herding osv. Utvikling av denne kunnskapen vil føre til en stor reduksjon av betongvolumet for tunnelkonstruksjon (kledningstykkelsen for plass-støpte/prefabrikert løsninger har typisk tykkelse i området 0,5 til 1 m, mens SCL har tykkelse i området 8–-20 cm, noe som innebærer et betydelig redusert materialforbruk i forhold til for eksempel elementer og støpte løsninger), og derved gi et betydelig redusert karbonfotavtrykk. Betongvolumet som kreves av SCL er signifikant lavere enn volumet som er nødvendig for støpte eller forhåndsstøpte elementer, med mulig reduksjon av CO2-utslipp på inntil 60 %.

Ny tilnærming til strukturanalyse og strukturdesign

Det finnes avanserte metoder for oppnåelse av permanent tynn SCL. Metodene har imidlertid ikke vært brukt til dette før og må utvikles videre for bruk med SCL. Det er også behov for kunnskap om hvordan kombinere strukturanalyse og strukturdesign, samt materialutvikling inklusive løsninger med vanntette og frostsikre lag, med produksjon av bestandig og bærekraftig SCL, der alle lagene oppfyller de endelige kravene til permanent kledning.

Derfor finnes betydelige behov for kunnskap om mange aspekter ved betongsprøyting i tunneler, der det er nødvendig med tverrfaglig forskning som bygger bro mellom feltene betong, geologi, strukturell engineering og konstruksjonsteknikk. Denne kunnskapen kreves for at man skal kunne produsere SCL som oppfyller dagens krav til funksjonalitet, bærekraft og miljøvennlighet. SUPERCON vil gi denne kunnskapen.

DET KUNNSKAPSBYGGENDE PROSJEKTET

Mål

Hovedmålet for SUPERCON er å tilføre forskningsinstitusjoner og industrien kompetanse for produksjon av **S**prayed s**U**stainable **Pe**rmanent **R**obotized **CON**ncrete tunnel linings som oppfyller moderne krav til funksjonalitet, bærekraft og miljøvennlighet i framtidige infrastrukturprosjekter. Forbedret robusthet og bestandighet vil redusere kostnader og miljøbelastning for eierne av offentlig infrastruktur i Norge gjennom 100 års levetid. For å nå hovedmålet vil prosjektet fokusere på et antall underoppgaver som er opplistet nedenfor:

1. Forstå egenskapene til betongmaterialer, som i forbindelse med SCL-arbeid gir sprøytbarhet og kvalitet for så vel umiddelbar som permanent bergsikring, samt permanent funksjon som tunnelkledning. Dette omfatter reologi, rask herding og høy tidligfasthet, med lavt innhold av bindemidler (som også må være bærekraftige), uten å gi negative langtidsegenskaper som økt svinn, økt permeabilitet og redusert bestandighet.
2. Øke kunnskapen om hvordan høykapasitets robotiserte produksjonsprosesser påvirker SCL-egenskapene, og om det er mulig å produsere en mer homogen SCL gjennom styring av betongsammensetningen og de viktigste sprøyteparameterne.
3. Utvikle kunnskap om strukturelle egenskaper, inklusive svinn, og utvikle nye metoder for strukturanalyse og strukturdesign. Videre, komme fram til løsninger for sikre og holdbare sprøytede betongmantler med lav permeabilitet, som gir umiddelbar og permanent bergsikring, og som oppfyller kravene til permanent funksjonalitet av tunnelkledningen.
4. Oppnå kunnskap om permeabilitet og bestandighet for SCL, og hvordan SCL oppfører seg under kontrollert kombinert påvirkning av høy fuktlast, frysing/tining og selvheling.
5. Bærekraften til SCL avhenger både av materialsammensetning og kledningsløsning, og vil bli undersøkt kvantitativt basert på hovedmålene nevnt ovenfor.

Basert på SUPERCON og den økte kunnskapen som oppnås vil deltakerne kunne gjennomføre følgende:

1. Hver industriell partner skal være i stand til å identifisere minst én unik innovativ/ teknologisk løsning.
2. Sluttbrukerne skal oppleve målbar forbedring og forutsigbarhet når det gjelder tid, kostnad, antall og kvalitet for framtidige SCL-oppgaver i tunnelprosjekter.
3. Industrien vil bli informert gjennom artikler og presentasjoner i norske og internasjonale publikasjoner og konferanser som dekker bruk og anvendelse av sprøytebetong innenfor bruk og anvendelse i tunnelbransjen.
4. Funnene skal inkluderes i framtidige lærebøker og opplæringsmateriell ved NTNU, og i konferanseartikler og dokumenter.
5. Når prosjektet er fullført, vil det bli arrangert en åpen workshop sammen med tunneldrivingsindustrien for å spre informasjon om alle funnene.

Kunnskap og teknologi i forkant

Den norske metoden for tunneldriving som benyttes for norske vei- og jernbanetunneler er i prinsippet etablert for sterkt varierende trafikktetthet. De fleste tunnelene har lav trafikk. Bare noen få tunneler har høy trafikktetthet, blant dem tunnelene i sentrum av Oslo, Bergen og Trondheim. De fleste tunnelprosjektene i f.eks. Sentral-Europa er bygget i henhold til geologiske forhold som er ulike dem i Norge, og med trafikktetthet mye høyere enn selv de travleste tunnelene i Norge. Den tradisjonelle norske metoden bruker SCL som umiddelbar bergsikring, arbeidssikring under tunneldrivingen og som permanent tunnelsikring. Denne metoden har vært mulig i Norge, fordi to tredeler av landet består av hardt prekambrisk fjell,

ofte referert til som et "Hard rock regime" (regime av hardt berg). Gjennom mange års tunnel-evolusjon har man utviklet et tids- og kostnadseffektivt tunnelkonsept, skreddersydd for aktuelle bergforhold og tilpasset varierende trafikktetthet. Våtsprøyting har vært en av hjørnesteinene i dette tunnelkonseptet, og Norge har vært verdensledende innen utvikling av SCL siden teknologien med våtsprøyting ble introdusert i 1965. Under en intensiv periode med vannkraftutbygging i syttiårene, akselererte innovasjoner innen våtsprøyting. Norge har vært, og er fortsatt, i forkant med bruk av ny teknologi innen tunnelindustrien. Med bakgrunn i egen historie kan den norske tunnelindustien derfor enkelt identifisere hvor ny kompetanse behøves for å opprettholde sin ledende posisjon i framtiden. SUPERCON vil gi ekstra kunnskap om hvordan permanent sprøytet tunnelkledning også kan gjøres vanntett, for å eliminere et innvendig konsept for vann – og frostsikring eller en plass-støpt betong.

Forskrifter og designkriterier

Norske vei- og jernbanetunneler er i hovedsak bygd i henhold til Statens vegvesens håndbok N500. N500 fastslår designkriterier for beskyttelse mot vann og frost i tunneler, der SCL med minstetykkelse 8 cm fungerer som et brannbeskyttelseslag. I tillegg har Banenor et teknisk regelverk for tunneler. Videre har Norsk Betongforening utgitt en omfattende revisjon av publikasjon NB7 (07 PDF Sprøytebetong til bergsikring (2011) norsk utgave, inkl. vedlegg pr 2015), som gir retningslinjer for SCL ved tunneldriving i Norge. Denne publikasjonen inkluderer retningslinjer for sammensetning, kvalitet og testing av betong, samt design av bergsikring. Dessverre har det for permanent SCL ikke blitt stilt krav til permanent vannsikring eller bærekraft, noe som er viktige mangler. Til sammenlikning er nå lavkarbonbetong med 100-års levetid en materialstandard (NB37-2019) for strukturell betong.

Materialutvikling

I mer enn 40 år har norske forskningsmiljøer, i tett samarbeid med internasjonale partnere, i stor grad bidratt innen alle aspekter av utvikling av betongteknologi. Avansert silisiumdioksiddamp (Silica fume) ble introdusert i design av betongblanding i midten av 1970-årene, og spiller fortsatt en viktig rolle for sprøytebetong i både fersk (reologi, pumpeegenskaper, rebound osv.) og herdet tilstand (fasthet, permeabilitet osv.). Teknologien for bruk og bestandighet av stålfiberforsterket SCL ble gjenstand for omfattende studier sent i 70-årene og tidlig i 80-årene, etter utviklingen av stålfiberarmert betong. Alkalifrie akseleratorer kom på markedet i 1995. På slutten av 90-årene kom blandet sement på det norske markedet, som inneholdt moderate mengder tilsetningsstoffer (supplementary cementing materials – SCM), slik som flygeaske og slagg. Etter hvert som markedet oppdaget de positive effektene av SCM, som lav varmeutvikling og lavere CO_2-utslipp, økte etterspørselen etter større mengder SCM i sementen. Lavkarbonbetong kan nå produseres på rutinebasis med høyere enn 35 % erstatning av Portland-sement. Men ennå kan ikke SCL dra full nytte av disse fordelene, fordi fasthetsutviklingen i disse sementene ikke er rask nok for den umiddelbare bergsikringen som kreves av sprøytebetong.

Sementene som i dag vanligvis brukes i SCL, har blitt brukt i mer enn 10 år, og er hovedsakelig Norcem Standard FA (CEM II/B-M42,5R), Aalborg Portland rapid (CEM I 52,5 N, tilsatt 20 % flygeaske) og Cemex miljøsement (CEM II/B-S42,5R, som inneholder ca. 30 % slagg). I tillegg brukes 4–11 % kondensert silisiumdioksiddamp i sementmassen. Totalt bindemiddelinnhold er høyt: 430–500 kg/m^3, med vann til bindemiddelforhold (w/b) i området 0,45–0,40, mens maksimal tilslagsstørrelse er lav: typisk 8 mm. De dominerende alkalifrie akseleratorene som brukes nå, ble utviklet for SCL for to tiår siden. Disse er

hovedsakelig svakt sure oppløsninger av aluminiumsalter, og kan gi svært høy umiddelbar fasthet. Hovedingrediensen er aluminiumsulfat, som forårsaker svært rask herding av sementen ved høye doser.

Store stålfibre eller syntetiske fibre tilsettes sprøytebetong med strukturell hensikt. Fibre av monofilament-polypropylen tilsettes sprøytebetong for å gi motstandsdyktighet mot rask ekspansjon ved kraftig brannpåvirkning. Fiberdosering for kontroll av sprekkbredder er kjent i forbindelse med støpt betong, men er ennå ikke tatt i bruk for SCL. Dessverre påvirker spesielt høyere tilsetningsdoser av stålfibre betongreologien, og gjør det vanskelig å arbeide med betongen. Ved simulering av optimert partikkelpakking (dvs. minimering av tomrom i partikler eller fibre) kan ønsket betongreologi oppnås. Denne teknikken har behov for videreutvikling av reduksjon av bindemiddelinnhold i forbindelse med fullskala SCL-anvendelse.

I dag tømmes ressursene av naturlige tilslag, og betong- og tilslagsindustrien vender seg i økende grad mot industrielt produsert tilslag. Det er utført noen få laboratoriestudier med nærobservasjon og modellering av oppførselen under sprøyting og med forskjellige mengder på substrater. Observasjon etter at materialene har forlatt dysen, har omfattet hastighet, bevegelse og prelletap av væske og partikler, for betongblanding, bare fibre og bare pasta. For generell betongdosering er partikkelmatrisemetoden for tiden under fornyet utvikling, med introduksjon av mikrodoserings-teknologi. Denne teknologien, som så langt i hovedsak er utviklet for strukturell betong og anvendelse av denne sammen med partikkeloptimalisering for reduksjon av bindemiddelinnhold og optimal reologi for SCL, behøver utvikling og utprøving for at mer bærekraftige materialer for SCL skal bli utviklet, fortrinnsvis med knust tilslag laget av avfall fra tunneldriving.

I forbindelse med dosering og reologi kan muligheten for å kombinere nye bestanddeler med doseringsmetoder tilpasset alternative fibre og stålfibre, brukes til å forbedre reologi og redusere SCLs miljøpåvirkning, i retning av såkalt ØKO-betong. Nylig har fiberforsterket SCL bidratt til ytelsesutvikling i forbindelse med f.eks. tyngre sprøyteutstyr, nye akseleratorer og fokus på bærekraft gjennom redusert CO2-utslipp og materialforbruk (prelletap, utslipp relatert til bindemiddel osv.), samtidig som ytelsen beholdes. Oppsummert finnes mange viktige årsaker til utvikling av SCLs egenskaper for framtiden.

Produksjons- og sprøyteteknologi for SCL

Teknologien for påføring av SCL har blitt forbedret i løpet av siste tiår. Moderne sprøyteroboter er datamaskinassisterte, og gir mulighet for tilbakemelding i sanntid til operatøren. Det norske selskapet Bever Control a.s har utviklet en skanner for måling av SCL-tykkelse, med tilbakemelding i sanntid, og utstyret har vist seg å være pålitelig. Ulike roboter for arbeids-operasjoner i produksjonsindustrien for betongelementer er ganske vanlige, mens in situ-operasjoner for betongstøping fortsatt generelt er manuelle. Innen industrialisering av betongproduksjon, har 3D-printing i løpet av de siste årene blitt en trend, med høy akademisk aktivitet. SCL-anvendelser er antakelig et felt der in situ-anvendelse av ferdigblandet betong har potensiale til å nå høyeste grad av robotisering. På grunn av det strenge arbeidsmiljøet (støy, støv osv.) og ofte ujevn utførelse (tykkelse, komprimering) er dette også et felt der denne typen utvikling er svært velkommen.

AMV AS, en norsk produsent av roboter for SCL-sprøyting, startet nylig sitt VisiBoom-prosjekt, med mål om å utvikle en fullautomatisert SCL-robot. Denne robotteknologien vil

kombinere høykapasitets påføring og økt presisjon, med jevnere betongtykkelse som resultat. Områder med røffere konturer, som skyldes at overflaten er utsprengt, vil med denne teknologien få en jevnere betongtykkelse. I tillegg til utvikling av betongmaterialer tilpasset roboter, vil også faktorer som fiberinnretting og unngåelse av at sprøytebetong løsner og faller av like etter påføring, behøve utviklingsarbeid.

Bestandighet og levetid

Bestandighet og levetid for SCL er viktige momenter for økonomi, sikkerhet og bærekraft i en tunnel. Hvis levetiden halveres på grunn av bestandighetsproblemer, dobles tunnelens miljømessige og økonomiske belastning hvert år. Påvirkning av vann fra berggrunnen er en av hovedfaktorene til nedbryting av betongen i tunneler. Lav permeabilitet og evne til å motstå nedbrytende mekanismer er derfor blant karakteristikkene for sprøytebetong som må vurderes. Ved designarbeidet er det mulig å velge ulike tekniske løsninger for permanent SCL. Hovedløsningene er enkeltlag eller dobbeltlag med to SCL-lag. Sprøytebetong påført med enkeltlag kan brukes under forhold med typisk hardt berg som har moderat vannbelastning. Løsningen med dobbeltlag vil i stedet kreve fire påføringslag, og vil medføre høyere kostnad og høyere tidsforbruk. I begge tilfeller bør man gjøre spesielle tiltak og anvende polymerer eller membraner for isolering av strukturen mot vann og frost. Under forhold med hardt berg med moderat vannbelastning, noe som ofte er vanskelig å forutse, kan en konstruksjon med enkeltlag være løsningen. Under disse forholdene er det sannsynlig at kontroll av sprekkdannelse, som diskutert ovenfor, er viktig, selv om det må gjøres spesielle vurderinger ved bruk av polymerer og selvhelende virkestoffer. Ved kraftig påvirkning av vann og frost, kan det hende at det andre og ytre sprøytebetonglaget må ha isolerende egenskaper. Dobbeltlagløsningen med fire påføringer vil også være mer tidkrevende og kostbar enn enkeltlagløsningen, også på grunn av membranpåføring og behovet for gjentatt overflateglatting mellom lagene. Spesifikasjoner for membran i kledningen finnes, og lignende spesifikasjoner for polymerer bør utvikles. Metoder for bruk av disse løsningene krever ny kunnskap som er basert på faktisk belastning (trafikk, miljø osv.).

Beregninger av levetiden av SCL i frostsoner i en tunnel kan baseres på ytelsestesting, slik som metoder for frosttesting. I en nylig studie ble det undersøkt hvordan norsk sprøytebetong reagerte på de to viktigste frosttestmetodene i Europa og Nord-Amerika. Målinger viste at aktuelle SCL-typer hadde moderat nyttevirkning. To andre målinger i samme studie, basert på mer realistisk vanneksponering, indikerte bedre nyttevirkning. I tillegg er det kjent at selvheling av sprekker kan være en positiv faktor for bestandighet, selv om effekten av selvheling i sprøytebetong ikke er kjent. Derfor må materialkvalitet, fuktoppsamling og mulig skade i strukturen undersøkes for SCL-materialer under faktiske fuktforhold.

I sprøytebetong er den åpne makroporøsiteten en spesiell egenskap ved komprimeringsprosessen, med påvirkning av permeabiliteten og derfor bestandigheten av sprøytebetongen. Rollen den åpne makroporøsiteten spiller, kan bringes på det rene ved studier av frysing/tining/transport/selvheling. Men oppførselen til SCL ved denne typen eksponering/aldring har ikke blitt systematisk studert slik som for vanlig betong, der vi vet at flytende transport, forringelse og selvheling er tett forbundet. Samtidig har nylig utvikling innen polymerteknologi ført til redusert permeabilitet og gitt et system med beskyttende hulrom med god avstand, som er mer robust enn bruk av tradisjonelle luftlommeformende virkestoffer. Omfattende oppsprekking har blitt observert i SCL, men det mangler studier av de fremste årsakene til svinn og temperaturpåvirkning in-situ i SCL som er herdet under ulike forhold, med relevante begrensningsforhold. Ved modellering basert på in-situ observasjoner

av oppsprekking i SCL-kledning på plast-drensrør ble det oppdaget stor fare for svinn og oppsprekking ved tidlig herding og påføring av kledningslag.

De gjensidige påvirkningene mellom mekaniske egenskaper ved betong, oppsprekking og resulterende permeabilitet og bestandighet, er usikre og avhengig av betongkvaliteten, tykkelsen, sprekkbredden, samt gjeldende eksponerings- og nedbrytingsmekanismer (korrosjon, frost, utvasking, ASR osv.). Selv med en positiv selvhelingseffekt for sprekkbredde < 0,3 mm, som kan gi en konservativ levetid, er et rimelig mål å ønske mer viten om hvordan sprekkfrie konstruksjoner kan lages, tatt i betraktning de store samfunnsmessige konsekvensene av vedlikehold og reparasjon i infrastrukturtunneler.

Bærekraft og miljøfaktorer

Bærekraft og global oppvarming var ikke kritisk viktig da materialteknologi for SCL ble utviklet, og kunnskap og verktøy for beregning av miljøeffekter var enda fjernere. Men i en nyere publikasjon fra Norsk Betongforening er det fastsatt krav til lavkarbonbetong. Øvre grense for CO_2-ekvivalent per kubikkmeter er angitt for hver betongkvalitet. For lavkarbonbetong klasse A er øvre grense for strukturell betongkvalitet B35 M45 210 kg CO_2-ekvivalenter per kubikkmeter betong. For SCL, som typisk inneholder tilslag med størrelse 8 millimeter eller lavere, legges 25 % til øvre grense for lavkarbon klasse A, med et resultat på totalt 263 kg CO_2-ekvivalenter per kubikkmeter sprøytebetong. Ifølge de nye anbefalingene for utvikling av lavkarbonbetong bør funksjon og virkning av multiple tilsetninger og bindemidler (lav-CO_2 bindemidler, akseleratorer, vannreduserende midler, polypropylenfibre, AEA og/eller mikrokuler osv.) i sprøytebetong undersøkes. Dette vil gi informasjon om hvordan best produsere og påføre sprøytebetong som et bærekraftig materiale i framtiden.

Ambisjonen for SUPERCON er at bruk av SCL med miljøvennlige tilsetningsstoffer skal gi en stor miljømessig fordel.

FORSKNINGSOPPGAVER

I lys av de oppsummerte kunnskapsbehovene, målene og kunnskapsgrensene, vil SUPERCON bli organisert i 7 arbeidspakker. Arbeidspakkene (WP) med teknisk innhold presenteres nedenfor.

Arbeidspakke 2: Materialteknologi for SCL

Arbeidspakken vil undersøke de nødvendige bestanddelene (bindemidler, tilsetninger, tilslag, fyllstoffer, polymerer, fibre), og dosering (partikkel- matrisesystemer inklusive fyllstoffer og tilslag, målvolumdelen for klebemassen med hensyn til sprøytbarhet og fibre). Dette vil være nødvendig for å oppnå riktig reologi, tilstrekkelige herdingsegenskaper og forbedret ytelse for krymping og oppsprekking uten negative effekter på langtidsegenskaper, permeabilitet og bestandighet. Dette er en utfordring for bærekraftig betong med høyt volum av langsomt reagerende flygeaske, slagg og aktivert leire – spesielt ved lav temperatur. De mest realistiske systemene for bindemiddelakselerering vil bli utviklet og undersøkt. Følgende undersøkelser og resultater er forventet fra denne arbeidspakken:

- SCL-materialer (bindemidler, nye tilsetningsstoffer, polymerer, tilslag, fibre)
- Dosering og reologi for fersk lavkarbonbetong egnet for produksjon, transport, pumping og sprøyting.

- Mulighet for tilslagsproduksjon fra tunneldrivingsavfall: vurderings- og produksjonsmetoder
- Pilotstudier for reologien til fersk betong, pumpeegenskaper og sprøyteevne rikosjettering oppbygging av tykkelse ved påføring av enkeltlag) metoder for måling av pumpeegenskaper, rikosjettering, oppbygging og in situ-komprimering.

Arbeidspakke 3 Robotisert produksjon

Sprøyteegenskapene vil bli vurdert ved å undersøke reologi og pumpbarhet, og høyhastighetskamera vil bli brukt til å finne resulterende partikkelhastighet og til å utvikle metoder for måling av sprøyte-egenskapene (reologi, prelletap, oppbygging, komprimering/åpen makroporøsitet osv.). Målinger og kvalitetsparametre har behov for detaljerte undersøkelser og avklaringer, inklusive komprimeringsporøsitet og fiberinnretting. Dette vil bli gjennomgått for å fastslå 'state of the art' som basis for videre forskning på hvordan sprøyteprosessen omdanner den våte betongen til maksimalt komprimert og raskt størknende/herdende SCL. Målinger av sprøyteevne (etter metoder utviklet under arbeidspakke) vil bli gjennomført på blandinger utviklet for fullskala- og laboratoriestudier av strukturdesign. Om det lykkes, vil resultatet medføre reduksjon av feil i den sprøytede betongen, forårsaket av dårlig in situ-komprimering, og av prelletap. Dette arbeidet vil inkludere et program for eksperimentell sprøytebetong (samt studier av sprøyteevne), undersøkelser av hvordan herdingsforholdene påvirker krymping, in situ vannpåvirkning, måling av krymping med måleinstrumenter, og stikkprøveplan for SCL.

Arbeidspakke 4 Strukturanalyse og design

Arbeidspakken vil inkludere studier av design-gjennomførbarheten med hensyn til hvordan ulike lastsituasjoner (mekanisk last, svinn, temperaturpåvirkning inklusive frysing, utsettelse for grunnvann fra fjellet) påvirker designarbeidet. Brannbeskyttelse oppnås typisk ved tilsetning av 1 – 2 kg/m3 (≈0,1–0,2 vol-%) polypropylenfibre i blandingen, mens andre løsninger kan oppnås. Analyse av ulike herdesituasjoner, samt brannpåvirkning som er relevant for norske tunneler, vil bli vurdert. Også påtvunget deformasjon som skyldes svinn og temperaturvariasjoner vil bli behandlet på en konsistent måte i den strukturelle analysen, for oppnåelse av tilstrekkelig strukturkvalitet. Studier av effekten av svinn, begrensning, og sprøytelagsrekkefølgen og lagtykkelsens innvirkning på resulterende oppsprekking vil også bli undersøkt for ulike lagløsninger (enkelt/dobbelt), substrater, utførelser og materialer, inklusive kommersielle polymermodifiserte SCL-produkter.

SUPERCON vil måle svinn av SCL in situ, men også svinn av sprøytet betong på prøvestykker i laboratoriet. Svinn vil bli studert i SINTEFs laboratorium og i NTNUs TSTM-laboratoriesystem, med en kombinasjon av modellering og målinger. Dette gir som resultat det komplette forløpet for hvordan dette fenomenet påvirker risikoen for sprekkdannelse. Tilknyttede tiltak for reduksjon av oppsprekkingsrisiko (betongsammensetning, herding, begrensning og ekstern last, lagtykkelse osv.) vil bli studert. Varierende herdeforhold (våt, membran, ingen) vil bli testet sammen med kontinuerlig kontroll av svinn, for innhenting av kunnskap om muligheten for redusert sprekkdannelse.

Arbeidspakke 5 Permeabilitet/bestandighet

Fokus for WP 5 vil være simulering av en relevant type degradering av SCL, inklusive risikoen for resiproke degraderingeffekter etter sprekkdannelse. Et stort antall årsaker til

sprekkdannelse eksisterer, slik som bergdeformasjon, krymping og nedbrytingsmekanismer som frost og/eller kjemisk belastning (f.eks. ASR- og sulfatangrep). I tillegg til studier av sprekkdannelse og avskalling som skyldes frost og assosiert væsketransport, vil studier av spenningsoppbygging på grunn av oppførselen til bimaterialer under frysing bli analysert. Laboratorieeksperimenter vil bli koblet til en nylig utviklet ikke-lineær FEM (NLFEM) med bruk av en temperaturavhengig ekspansjonskoeffisient for simuleringer, som har vist seg å være lovende med hensyn til prediksjon av deformasjon. Sammenlignet med poro-mekaniske simuleringer har NLFEM fordelen av å tillate mer avansert modellering av spenningsoppbygging i enhver strukturkonfigurasjon.

Siden norske tunneler kan bli utsatt for kombinasjoner av vann fra bergmassen og frysing/tining, vil det bli utført både akselererte laboratorietester på mindre prøver og fullskalatesting med vanntrykk fra perforerte innmurte rør i forskjellige fullskala-SCLer. Ulike betongmaterialer, sprøyteprosesser, herdeforhold og lagløsninger vil bli studert. Transport, forringelse (intern sprekkdannelse og overflateavskalling) samt selvheling vil bli målt i akselererte bestandighetstester i våre laboratorier. Selvheling vil bli detektert i makroskala som gjenoppretting av dynamisk elastisitetsmodulus og/eller hastigheten for ultrasoniske pulser, og med hensyn til mekaniske egenskaper. Disse har vanligvis liten innvirkning på selvheling, selv om ikke-destruktive metoder og transportegenskaper kan vise praktisk talt full heling. Observasjoner og målinger av selvhelet mikrostruktur og transportegenskaper kan utføres ved NDT, SEM-BSEI-XRD, og ved overvåkning av væsketransport. Virkningene av nye typer lavkarbon-bindemidler (høyvolum flygeaske, slagg, silikadamp, aktivert leire, kompositttmaterialer) på selvheling vil bli sammenlignet med virkningen av selvhelende virkestoffer. Dessuten vil prøver med membranløsninger og polymermodifikasjoner bli studert, for observasjon av hvor effektive disse er for reduksjon av transport og forringelse under svært kraftig fuktbelastning.

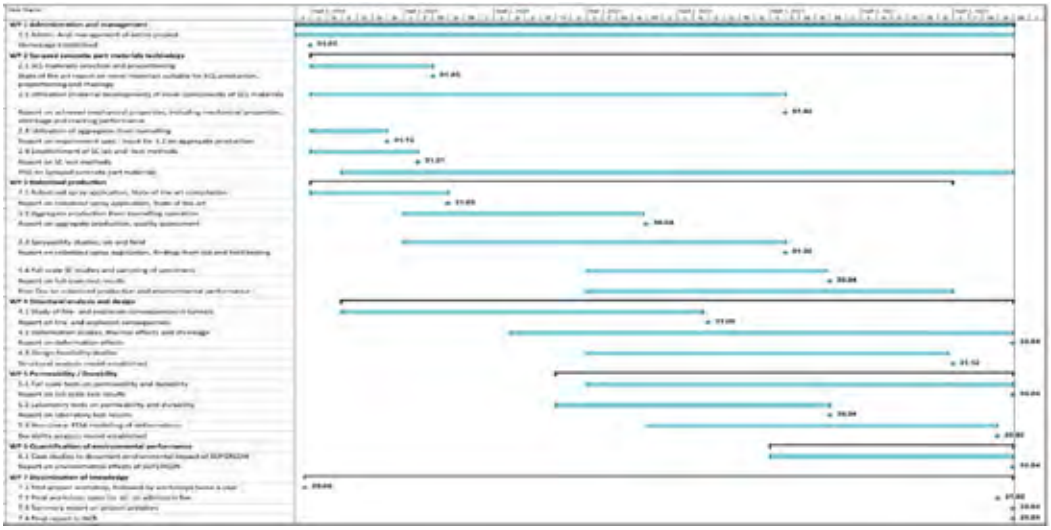
Arbeidspakke 6 Kvantifisering av miljøpåvirkning

Arbeidspakken vil fokusere på miljøpåvirkningen fra den nye SUPERCON-teknologien. Den nye teknologien vil bli sammenlignet med tradisjonelle metoder ved studier og analyser av relevante, eksisterende prosjekter. Arbeidspakken vil etablere en metode for livssyklusanslag basert på kunnskapen fra SUPERCON og basert på input og funn fra WP2–WP5 vil det benyttes eksisterende metoder og modeller (f.eks. Simapro) for evaluering av miljøpåvirkning. Videre vil den kvantifisere miljøgevinsten ved bruk av moderne og innovative materialer, lokalt produserte tilslag (input fra WP2), redusert rikosjettering (WP3), forbedret levetid (WP3 og WP4) og til sist redusert mengde sementbaserte bindemidler.

ORGANISERING, PROSJEKTPLAN OG VIKTIGHET FOR NASJONAL KUNNSKAPSBASE

Selskapene og deltakerne i prosjektet representerer hele verdikjeden for bergrelatert arbeid med SCL i tunneler, og forståelsen av industriens behov i denne forbindelsen. Prosjektet vil bli koordinert av SINTEFs institutt ‘Infrastruktur’. SINTEFs erfaring med både administrasjon og prosjektdeltakelse i forbindelse med store prosjekter, sammen med deres kompetanse innen bergteknologi, tunneldriving og SCL-teknologi, vil sørge for at SUPERCON-prosjektet blir en suksess. Prosjektplanen vises nedenfor som et Gant-diagram, se figur 1. Et prosjektledelsesteam vil sikre forbindelsen mellom forskningsaktiviteter og den vitenskapelige kunnskapen som vil bli overført til de industrielle partnerne, som basis for innovative teknologier.

En styringskomite (SC) vil bestå av representanter fra de industrielle partnerne, som i fellesskap representerer interessene til de industrielle partnerne. Komiteen vil bidra til prosjektets forskningsplan, og vil kontrollere prosjektfremdriften og sørge for at prosjektmålet holdes fokusert. Komiteen utgjør industripartnernes verktøy for sikring av at relevante og avtalte aktiviteter blir gjennomført, og at vitenskapelig kunnskap blir delt i prosjektet. Arbeidspakkene ledes av utpekt personell fra forsknings- og utdanningsinstitusjonene i prosjektet. Se prosjektplanen med milepæler i figur 1.



Figur 1. Prosjektplanen med milepæler

Så langt i prosjektet er det gjort en rekke tester både i laboratorium, skalert sprøyting og i fullskala sprøyting i tilgjengelige tunneler slik at det er samlet inn et stort materiale som er gjenstand for analyser og evaluering. Dette vil bransjen etter hvert få høre mer om i ulike sammenhenger og i ulike fagforum. Hensikten med foreliggende artikkel og presentasjon på Fjellsprengningsdagen 2021 er å fortelle om SUPERCON, hva det er og hva man ønsker å oppnå. Så overlates det til de ulike arbeidspakkene å lage artikler, presentasjoner og gjennom dette spre informasjon og kompetanse til fagmiljøene og tunnelindustrien.

PhD-kandidater i prosjektet

Prosjektet startet ut med å inkludere full finansiering av én PhD-kandidat. Denne kandidaten ble ansatt ved Institutt for Konstruksjonsteknikk NTNU ganske tidlig i prosjektet og er i skrivende stund godt over midtveis i sitt 3-årige løp.

PhD nummer to var opprinnelig en PostDoc som skulle finansieres over prosjektet i 2 år, men etter diskusjoner i prosjektet fikk prosjektet supplert finansieringen med ytterligere 1 år basert på midler fra prosjektdeltakerne og derved så konverterte vi PostDoc til en 3-årig PhD. Denne PhD'en er knyttet til Institutt Geologi og Petroleumsteknologi.

Kort beskrivelse av doktorgradsarbeidet PhD Nick Trussell

Denne PhD-en har arbeidstittel "*Sprayed concrete: application, porosity and permeability*" og vil legge spesiell fokus på materialekunnskapen knyttet til sprøytebetong, hvilket jo selvsagt er ekstremt viktig, og særlig der man jakter en vanntett sprøytebetong.

Effekt av akselerator på sprøytebetongegenskaper
Både fullskala sprøyteeksperimenter og laboratoriestøping har blitt utført for å vurdere effekten av akselerator på herde- og herdeegenskapene til den sprøytede betongen: styrkeutvikling, svinn, langtidsstyrke, tetthet og porøsitet til betongen.

Analyse av makroporøsitet for sprøytebetong
Sprøytebetong har typisk et innhold av uregelmessige makroporer, eller lufthull, og disse er målt ved svart/hvitt bildeanalyse. Prøver har blitt kuttet, polert, farget svart, porene fylt med hvitt pulver og deretter skannet for å måle makroporøsitetsinnhold, form og orientering. Det gjennomføres analyser for å bestemme forholdet mellom påføringsteknikk (avstand fra dyse til underlag, påføringsvinkel) og innstilt akseleratordosering og makroporøsiteten.

Vanntransport gjennom oppsprukket sprøytebetong
Holter (2015) fant at intakt (uoppsprukket) sprøytet betong har svært lav vanngjennomtrengelighet, i størrelsesorden 5x10-14 ms-1. Holter (2015) observerte også sprekker i sprøytebetong påført i tunneler. Et mål med denne doktorgraden er å undersøke effekten av sprekker på vanntransportmekanismer i sprøytet betong.

Sprøytebetongskiver har blitt sprukket ved strekksplitting, med sprekkvidden kontrollert og målt ved digital bildekorrelasjon. De sprukne skivene ble deretter testet for både vanngjennomtrengning og kapillærsuging for å undersøke effekten av sprekken på disse transportmekanismene.

<u>Kort beskrivelse av doktorgradsarbeidet til Eivind Sjøbakk-Moe</u>

Denne PhD'en er gitt arbeidstittelen: Climate neutral sprayed concrete for reinforcement and water proofing of tunnels.

Sementproduksjon står for om lag 10 % av de totale menneskeskapte CO2-utslippene. For en typisk norsk vegtunnel med sprøytebetong for fjellsikring og deretter enten prefabrikerte elementer eller plass-støpte betong som den permanente tunnelkledningen, er betongforbruket betydelig.

Denne doktorgraden skal undersøke hvordan sprøyteprosessen påvirker kvaliteten på sprøytebetongen på tunnelveggen. Både med hensyn til styrke, komprimering, porøsitet og fiberfordeling. Det vil bli gjennomført en parameterstudie med varierende grad av pumpeintensitet fra betongpumpen og ulike påføringsmønstre. Resultatene fra denne studien vil gi verdifull informasjon om hvordan sprøyteprosessen påvirker betongen på veggen. Dette vil også være gode innspill for utvikling av automatiserte sprøyteroboter.

Videre skal denne doktorgraden undersøke hvordan en sprøytebetong med redusert sementinnhold ytrer seg. En del av sementen i denne betongen skal erstattes med kalk, noe som er gunstig med tanke på CO2-utslipp. Det vil bli gjennomført en grundig studie av denne betongens porestruktur for å vurdere om den kan brukes som et «grønnere» betongalternativ sammenlignet med dagens betong. Utover dette vil en livssyklusanalyse (LCA) bli utført for å

kvantifisere hvordan den nye betongen presterer med hensyn til karbonavtrykk og globalt oppvarmingspotensial (GWP).

Med en mer klimavennlig betong og en optimal påføringsteknikk kan utslippene fra sprøytebetongproduksjonen reduseres.

Anerkjennelser

Dette dokumentet / denne presentasjonen er en del av forskningsprosjektet “Sprayed sUstainable PErmanent Robotized CONcrete tunnel lining (SUPERCON)" finansiert av Norges forskningsråd (prosjektnr. 294724), i samarbeid med de industrielle partnerne Andersen Mek. Verksted, BASF, Bever Control, Bekaert NV, Elkem ASA, Entreprenørservice AS, NORCEM AS, SWECO Norge AS, Veidekke Entreprenør AS, Wacker Chemicals Norway AS. Forskningspartnere i SUPERCON-prosjektet er NGI, NTNU og SINTEF. Følgende prosjekteiere støtter prosjektet: Bane NOR, Nye Veier AS og Statens vegvesen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

AVVIKSMÅLING AV FORINGSRØR FOR STÅLKJERNEPELER

Surveying of steel core piles

Frank Finseth, Operations Manager, Devico AS

SAMMENDRAG

Stålkjernepeling er en fundamenteringsmetode for setningsfri sikring av bygninger, broer og andre installasjoner konstruert på løs-masser eller andre ustabile grunnforhold.
Ved installering av stålkjernepeler er det ikke unormalt at foringsrøret avviker fra planlagt retning under boring. Da stålkjernepeler er lastbærende fundament kan enhver bøyning i foringsrøret påvirke bæreevnen.
Ved å avviksmåle foringsrøret med gyrobasert måleutstyr vil eventuelle bøyninger og retningsendringer bli nøyaktig kartlagt for videre evaluering i henhold til retthetskrav.

SUMMARY

Piling is a foundation method for securing of buildings, bridges, and other installations constructed on soil or other unstable ground conditions against settlement. When installing piles, it is not abnormal for the casing to deviate from the planned direction during drilling. As piles are load-bearing foundations, any bending in the casing can possibly affect the load-bearing capacity.
By surveying the deviation of the casing with gyro-based survey equipment, any bends and changes in direction will be documented with high accuracy for further evaluation in regards to set tolerances.

INNLEDNING

Ved bygging på uforutsigbare og ustabile grunnforhold er stålkjernepeling en mye benyttet fundamenteringsmetode. Metoden sørger for langvarig og setningsfri sikring av hus, næringsbygg, broer og en rekke andre installasjoner.

Ved installasjon av en stålkjernepele bores først et foringsrør ned i grunnen og helst inn i den underliggende bergformasjonen. En aksling av massivt stål monteres deretter innvendig i foringsrøret før mellomrommet mellom aksling og foringsrør fylles med støpemasse. Støpemassen beskytter blant annet akslingen mot korrosjon.

Som ved all boring er det ikke unormalt at det i større eller mindre grad oppstår et avvik i foringsrøret fra planlagt retning. Enkle ting som små variasjoner i grunnens hardhet kan medføre at borekronen endrer retning og foringsrøret krummes. Da stålkjernepeler er et lastbærende fundament kan enhver bøyning i foringsrøret påvirke bære- og eventuelt strekkevnen. Det er derfor særdeles viktig å få kjennskap til denne krumningen for å bekrefte at korrekt bæreevne er oppnådd, eller om tiltak må utføres.

Foringsrørets krumning kan bestemmes på en nøyaktig måte ved å avviksmåle med gyrobasert måleutstyr. Med resultatene fra en avviksmåling kan effekten av krumning kartlegges og evalueres i henhold til retthetskrav.

RETTHETSKRAV

Toleransekrav for stålkjernepeler beskrives i flere standarder, blant annet NS 3420-G og NS-EN 10060. Håndbok R762 Prosesskode 2, 83.531d beskriver følgende krav til foringsrøret:

- maksimalt 0,2 % vinkelendring over 2 m rørlengde, eller minimum krumningsradius = 600 m regnet over 6 m lengde for retthet av nedboret foringsrør/borhull i berg målt kontinuerlig i foringsrør og borhull i berg under foringsrør
- maksimalt helningsavvik maksimalt 1 % for vertikale peler og 2 % for skråpeler i enhver retning fra prosjektert peleakse

PRINSIPPER FOR AVVIKSMÅLING

Avviksmåling av foringsrør har ofte blitt utført med inklinometer eller magnetiske instrumenter som viser instrumentets helningsgrad ved anstilte intervall inne i foringsrøret. Inklinometer benytter gravitasjonsfeltet for å bestemme sondens helningsgrad, mens magnetiske instrumenter i tillegg benytter jordens magnetfelt for å logge horisontalretning. Jordens magnetfelt påvirkes imidlertid av det stålbaserte foringsrøret. Dette medfører at de målte retningsverdiene blir feil og det totale avviket upålitelig. Med disse instrumenttypene oppnås det derfor kun et måleresultat som beskriver hvordan hullet krummer i vertikalplan. Da avvik kan oppstå både i horisontal- og vertikalplanet kan et slikt måleresultat både under- og overrapportere det faktiske avviket.

For å løse problemene med inklinometerinstrumentene er det utviklet en ny type utstyrspakke basert på gyroskopteknologi. Et gyroskop registrerer enhver endring i rotasjon og kan dermed registrere og kvantifisere avviket når krumning i foringsrøret påvirker instrumentets retning. En slik sensor er uavhengig av jordens magnetfelt og denne type instrument kan dermed gi et nøyaktig bilde av foringsrørets krumning og posisjon i tre dimensjoner. Gyroskopet registrerer avviket mens det føres nedover foringsrøret og eliminerer på den måten også behovet for stopp ved hver posisjon som skal logges. Dette gir kontinuerlig data med bedre kvalitet og mindre tidsbruk sammenlignet med det tradisjonelle inklinometeret.

UTSTYR

En utstyrspakke for avviksmåling av foringsrør består av følgende elementer:

- DEVIGYRO
  Avviksmålingsinstrument basert på gyroskopteknologi som kontinuerlig oppdager og kvantifiserer eventuelle bøyninger i hullet eller røret som avviksmåles. Instrumentet har en kompleks navigasjonsalgoritme som leverer en høy nøyaktighet i alle helninger med en målehastighet opp til 100m/min. I tillegg er DeviGyro-instrumentet designet for å rotere under avviksmåling for å bedre kompensere for uønsket bias-drift som svekker målenøyaktigheten.
  Ref: Figur: 1

- RG40 RUNNING GEAR
  Selvroterende trykkrør med utbyttbare sentraliseringsenheter tilpasset DeviGyro-instrumentet og hulldimensjoner fra Ø40 til Ø400mm.
  Ref: Figur: 2 & Figur: 3

- DEVIALIGNER
  Retningssøkende måleinstrument basert på fiberoptisk gyroteknologi som lokaliserer geografisk nord med en nøyaktighet på ±0.15° sec lat.
  Ref: Figur: 4

- DEVICOUNTER
  Digital vaier-teller for måling av dybde, tid og hastighet under avviksmåling.
  Ref: Figur: 5

- DEVICLOUD
  DeviCloud er et databehandlingssystem for avviksmålingsresultater i form av en skyløsning som er tilgjengelig via nettleseren. I tillegg til å analyse og eksportere resultater fra utførte avviksmålinger kan man også predefinere alle hull som skal avviksmåles med navn, planlagte ansettkoordinater og retningsverdier. Utførte avviksmålinger kan lastes direkte opp til riktig plan-hull slik at alle med tilhørighet til prosjektet kan se resultatene enkelt og umiddelbart.

Figur 5: DeviCounter

Figur 1: DeviGyro Instrument

Figur 2: RG40 Running Gear

Figur 3: RG400 Sentraliseringsenhet

Figur 4: DeviAligner

GJENNOMFØRING AV AVVIKSMÅLING

DeviGyro-instrumentet monteres innvendig i RG40 Running Gear som gir beskyttelse mot vanntrykk, boreslam, støt og slag. Sentraliseringsenhetene på RG40 Running Gear settes så opp eller justeres i henhold til foringsrørets indre dimensjon før det kobles til en vinsj for å føre instrumentsammenstillingen ned i røret. For kontinuerlig overvåkning av dybde aktiveres så DeviCounter og kobles sammen mot DeviGyro-instrumentet via blåtann.

Ved måling av et ikke-vertikalt foringsrør må startretningen til foringsrøret måles separat og legges inn i DeviGyro applikasjonen. Målingen av startretning kan gjøres direkte med DeviAligner, eller med separat landmålingsutstyr. DeviGyro måler deretter avviket med utgangspunkt i startretningen og presenterer rørbanens koordinater i det aktuelle koordinatsystemet.

For vertikale foringsrør kan en startretning hverken defineres eller måles. I slike tilfeller benyttes en uavhengig referanseretning, for eksempel mot koordinatsystemets nord-retning. Avviksmålingen startes og avsluttes i horisontal posisjon utenfor foringsrøret pekende i referanseretningen. Utstyrspakken inneholder støtteelementer som gjør dette til en enkel og nøyaktig prosess. Som for ikke-vertikale hull kan DeviAligner benyttes for å sikte inn retningen som skal fungere som referanseretningen for instrumentet.
Ref: Figur 6

For selve avviksmålingen føres DeviGyro-instrumentet deretter ned i foringsrøret i en gitt hastighet og trekkes så ut igjen etter noen sekunder stillstand i bunn av foringsrøret. DeviGyro-instrumentet har da målt kontinuerlig på inn- og utkjøring av foringsrøret og måleresultatene er klare for kontroll.
Ref: Figur 7 & 8

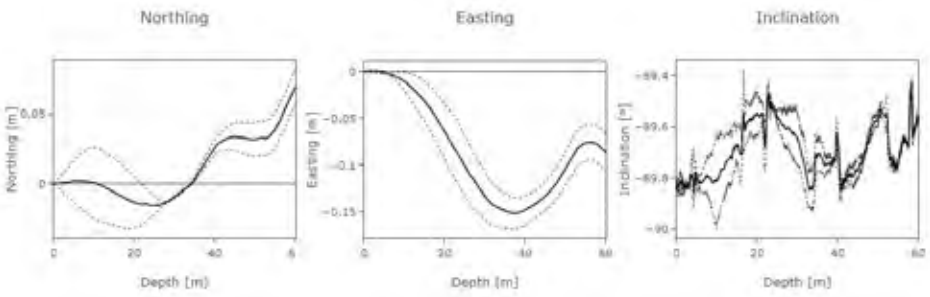
Figur 8: Avviksmåling av foringsrør

Figur 6: Retningsreferanse

Figur 7: Avviksmåling av foringsrør

MÅLERESULTATER

Ved fullført avviksmåling vill resultatene bli presentert i programvaren i form av en QA-rapport som umiddelbart bekrefter om avviksmålingen er godkjent eller underkjent i forhold til satte toleransekrav for maksimalt tillat avvik mellom inn- og utmåling. Resultatene lastes så opp til DeviCloud der en fullstendig QA-rapport presenteres med grafer, 3D plot og tabeller. *Ref: Figur 9 & 10*



Figur 9: Grafer som viser retning og helningsendring i form av stiplete og heltrukket linjer som representerer inn/ut-målinger samt middelverdien.

General Information

Customer	
Site Name	NSD 2025
Drilling Company	
Survey Company	
Survey Name	DeviGyro_20201201_1744
Survey Date	2020-12-01
Total Survey Time [min]	5.9
Number of surveys	2
Tool	DeviGyro
Serial No.	1650
Sample Period [s]	0.1
Report Created	2021-08-11 11:39:57
Report Generator	DeviCloudREST 1.0.6.1845

End Of Hole Position

	Depth [m]	Northing [m]	Easting [m]	Elevation [m]	Dist. from mean [m]
1 - In	60.07	0.06	-0.11	-60.07	0.02
2 - Out	60.07	0.08	-0.07	-60.07	0.02
Average		0.07	-0.09	-60.07	
Standard deviation		0.01	0.02	0	0.02
Standard Deviation per 1000 m					0.39

Surveys

	Running Gear	Start Depth [m]	End Depth [m]	Survey time [min]	Average speed [m/min]
1 - In	Rotating	0	60.07	2.59	23.19
2 - Out	Rotating	0	60.07	3.31	18.17

End Of Hole Directions

	Azimuth [°]	Inclination [°]
1 - In	327.41	-89.57
2 - Out	328.99	-89.57
Average	328.2	-89.57
Standard deviation	0.79	0

Figur 10: QA-rapport som beskriver et godkjent måleresultat av et 60m langt vertikalt foringsrør ved nye Drammen sykehus utført på under 6 minutter der standardavviket viser at inn og ut-målingene avviker med 0,02m ved 60m dyp.

KONKLUSJON

Avviksmåling ved bruk av gyroskopteknologi er essensielt for å kunne oppdage og dokumentere avvik og retthet på en nøyaktig måte i henhold til satte toleransekrav for stålkjernepeler (NS 3420-G og NS-EN 10060). Samtidig er det også viktig at avviksmålingene samt tilhørende resultater blir utført og videreformidlet på en effektiv og systematisk måte. Ved å bruke DeviGyro-instrumentet og tilhørende utstyr i kombinasjon med skyløsningen (DeviCloud) oppnår man nøyaktig og hurtig avviksmåling av foringsrør for stålkjernepeler.

KILDER

Flåtten, J.E. - Kalkulasjonsleder – Fundamentering AS

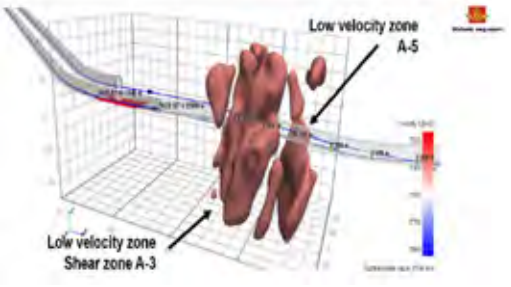
Eigeland, A & Den norske Pelekomité «PELEVEILEDNINGEN 2012 – Stålkjernepeler»

Lindhjem, R – Teknisk Senior Rådgiver – Devico AS

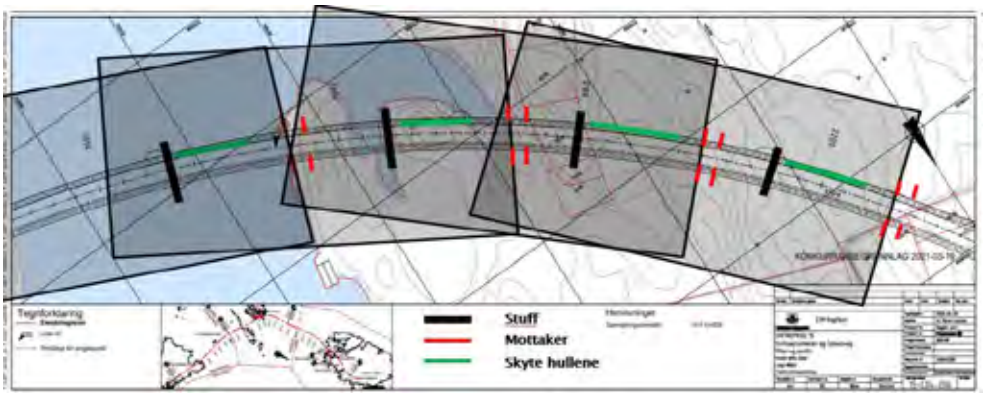
FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Rogfast

SEISMIKK PÅ STUFF



Oppsett og sone med lav lydhastighet vist i forhold til linjeføring i tunnelen (bilde; Statens vegvesen)



Randaberg, 2 november 2021

Oddvar Kaarmo, Statens vegvesen, Prosjektleder for Rogfast

SAMMENDRAG

Seismikk på stuff er en forholdsvis ny metode i Norge for kartlegging av berget i front av stuff. Målsettingen med et fremskaffet datagrunnlag er å gi byggeledelsen en mulighet for å optimalisere produksjon og planlegging av sikringsmetoder. Tunnelen Rogfast, tilknyttet E39 Ferjefri, blir ved åpning verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel. Lengde 26,7 km, og dybde 392 meter.

Seismikk på stuff utføres relativt enkelt i tunnelen. Samlet tidstap, forutsatt en optimal inndrift, er anslått til 3 dager pr retning pr år. Utstyret er relativt rimelig i drift, og det er relativt enkelt å kalibrere utstyret ute på anlegget.

Etter utført undersøkelse sendes en rapport med resultater til byggeledelsen, byggeledelsen gir nødvendig informasjon videre til entreprenør. Prosjektet mener at det ønskelig å høste mer erfaring med bruk av metoden for en videre optimalisering av informasjon fra byggeledelsen til entreprenør

Ambisjonen er å kunne stole på resultatene i datagrunnlaget etter utført seismikk på stuff. Sonderboringer og kjerneboringer vil, for visse krevende bergtekniske parti/soner, komme i tillegg.

SUMMARY

Tunnel Seismic Prediction (TSP) is a relatively new method in Norway to predict the rock mass quality ahead of the tunnel face. The purpose of the acquired seismic data is to enable the client to optimize the tunnel excavation and construction. The Rogfast tunnel, as part of the E39 coastal highway route, will be the world's longest and deepest subsea road tunnel, with 26.7 km long, and 392 meters below the sea level. Tunnel Seismic Prediction (TSP) is a practical and cost-efficient method. Operating the TSP equipment is quite inexpensive, and simple to maintain at the construction site. The estimated time that is required to perform a systematic seismic measurement is around 3 days per year, assuming optimal excavation conditions. After the seismic measurement has been carried out, a report will be produced where the necessary information will be shared with the contractors. The project aims to obtain more experience using with the TSP method for further optimization of information with the contractors.

Our ambition is to rely mainly on the seismic results during the tunnel excavation, while core drilling and probe drilling will be performed partially through the geologically challenging zones.

INNLEDNING

Rogfast er ett av flere krevende vegprosjekt på strekningen Ferjefri E39 mellom Kristiansand og Trondheim. Rogfast krysser Boknafjorden og blir verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel (3).

Figur 1 / Ferjefri E39 med fjordkryssinger (bilde; Statens vegvesen / VG)

Rogfast krysser Boknafjorden mellom kommunene Randaberg og Bokn via Kvitsøy og tunnelen vil etter ferdigstillelse gi en forbedret vegforbindelse mellom bysentraene Stavanger og Haugesund uavhengig av ferjen. I tillegg vil Rogfast gjøre Kvitsøy kommune landfast med en egen tunnel fra hovedløpet og opp til øysamfunnet.

Figur 2 / Rogfast inngår i kommunene Randaberg, Kvitsøy og Bokn (bilde; Statens vegvesen)

For å best mulig kunne planlegge gjennomføringen av Rogfast, er det sentralt å vite mest mulig om bergets beskaffenhet. I % er ikke usikkerheten tilknyttet geologi mer omfattende enn for andre prosjekt, men målt i kroner utgjør usikkerheten et betydelig beløp. Dette på grunn av prosjektets størrelse.

Tradisjonelt har sonderboring og kjerneboring vært benyttet som metoder for innhenting av datagrunnlaget tilknyttet kartlegging av geologi i front av stuff. Seismikk på stuff er en ny metode som prosjektet forventer at ytterligere kan bidra til datafangst og optimalisering av produksjonen for tidlig kartlegging av nødvendige sikringsmetoder for stabilisering av berget

Kjerneboring

Blir utført når det er forventet krevende berg å drive en tunnel gjennom. Ved kjerneboring blir det tatt ut kjerner av berget til analyser, noe som gir god informasjon om bergkvaliteten i front av stuff

Sonderingsboring

Boring av hull inn i berget for å sjekke omfanget av vannlekkasje. Dersom omfanget av vannlekkasje fra berget inn i tunnelen blir for omfattende (ofte krav til mengde innlekkasje, målt pr 100 meter) vil berget normalt bli injiseres/tettet med industrisement for å redusere omfanget av vannlekkasjene. Deretter blir det boret på vanlig måte for salve før sprengning.

Seismikk

TSP (Tunnel Seismic Prediction) er en geofysisk undersøkelsesmetode som brukes til å kartlegge geologien under driving av tunnel. Rogfast er et av de første norske prosjektet hvor seismikk på stuff skal brukes systematisk under drivingen av hovedløpene.

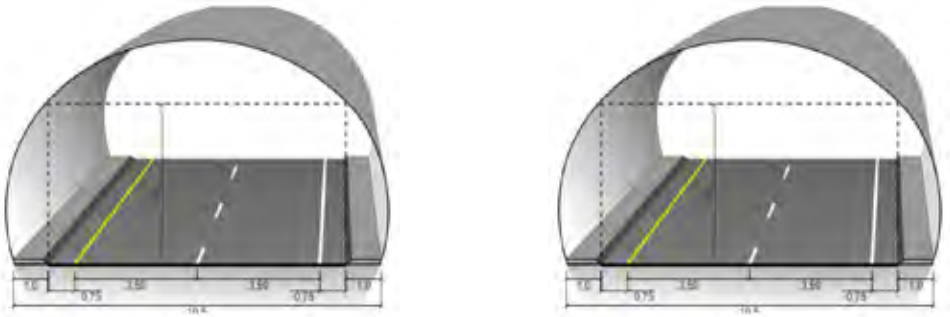
Det etableres en trykkbølge fra dynamitt. Deler av denne trykkbølgen blir reflektert når den kommer til en geologisk grense. Signal blir reflektert tilbake etter noen millisekunder. Med rett teknologi kan det lages tredimensjonale kart av bergkvaliteten. Merk at det finnes andre løsninger for å etablere en trykkbølge

• Godt berg	Lydhastighet	> 5.000	meter/sek
• Middels godt berg	Lydhastighet	4.500 - 5.000	meter/sek
• Tett oppsprukket berg	Lydhastighet	< 4.500	meter/sek

TEKNISK BAKGRUNNSDATA

Tunnel

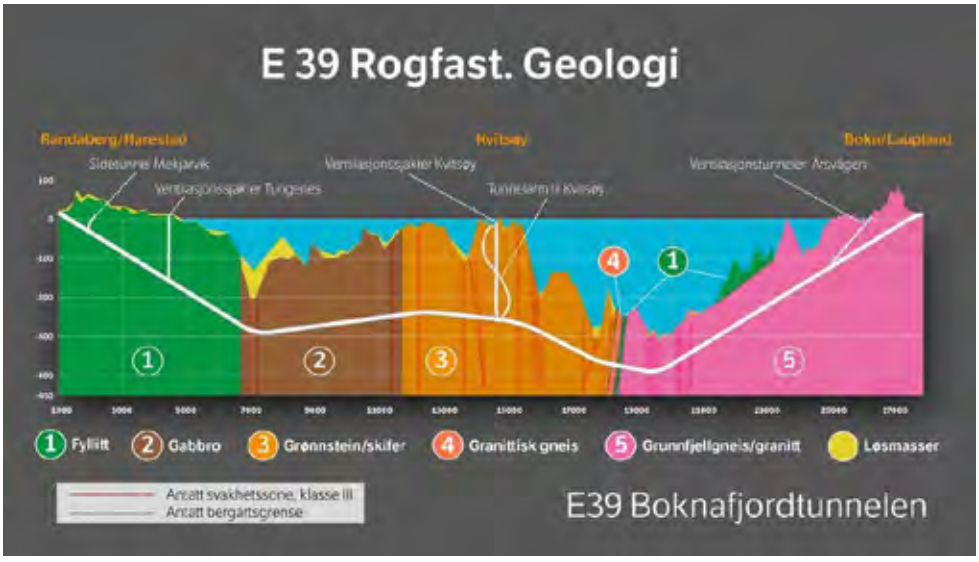
Rogfast blir etter planen 26,7 km lang, og med en planlagt laveste dybde i tunnelen på 392 meter under havoverflaten. Bergoverdekningen er planlagt med over 50 meter, altså ingen søknad om fravik fra et skal krav i Vegnormal N500 Vegtunneler. Rogfast blir bygget som en ordinær 2 x T10,5 tunnel. Tunnelene bygges med vann- og frostsikring med betongelementer i både vegg og tak, dette gjelder også for tunnelen opp til Kvitsøy (2)



Figur 3 / Tunnelprofil T10,5, Rogfast bygges med 2 x T10,5 (bilde; Statens vegvesen)

Geologi

Berget tilknyttet Rogfast er i forbindelse med tidligere planfaser kartlagt med bruk av seismikk utført nær overflaten. Resultatet etter utført seismikk har fremstått slik nevnte normalt pleier å fremstå. Det ligger viss usikkerheter i å kunne estimere retningene av både svakhetssoner og bergartsgrenser i de områdene der tunnelen er planlagt bygget. Kjerneboring har bidratt til å redusere usikkerheten (mulighet for en verifikasjon av både retning og omfang av svakhetssoner). I forbindelse med kartleggingen av berget i sen planfase er det identifisert svakhetssoner med ulik klassifisering av dårlig i Q systemet. Sikringsklasse følger Q systemet



Figur 4 / Rogfast, geologi (bilde; Statens vegvesen)

Planskilt kryss, Kvitsøy

I tillegg til hovedløpene skal det bygges et planskilt kryss under Kvitsøy (over hovedløpene) med en arm opp til Kvitsøy samt ventilasjonssjakter. Ventilasjonsanlegget er dimensjonert og optimalisert for å sikre tilstrekkelig luftkvalitet for trafikantene.

Figur 5 / Planskilt kryss under Kvitsøy, ventilasjonssjakter i mørk grå farge (bilde; Statens vegvesen)

Figur 6 / Planskilt kryss under Kvitsøy, sett ovenfra. Rød pil = Driveretningen (bilde; Statens vegvesen)

Fremdrift

26,7 km samlet lengde utgjør ca 5.500 salver pr tunnelløp (snittlengde pr salve, 5 meter). Det vil si snaut 11.000 salver totalt for hovedløpet. Planlagt inndrift pr uke pr kontrakt vil variere, ref geologi, en ny beregningsmetode for byggetid (NTNU, bransjestandard) anslår mellom 25 til 30 meter pr uke pr stuff.

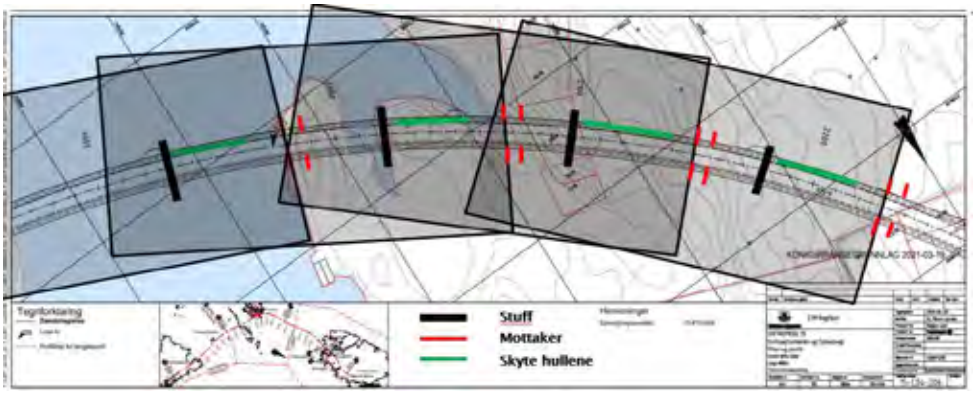
METODE

Det er planlagt å utføre seismiske undersøkelser på stuff, en undersøkelse dekker begge løp i en lengde opp mot 125 meter (lengden vil kunne variere noe avhengig av bergkvaliteten). I praksis betyr dette over 350 repetisjoner i hovedløpet med bruk av seismikk på stuff. Syklus seismikk er ca for hver 80 meter (1)

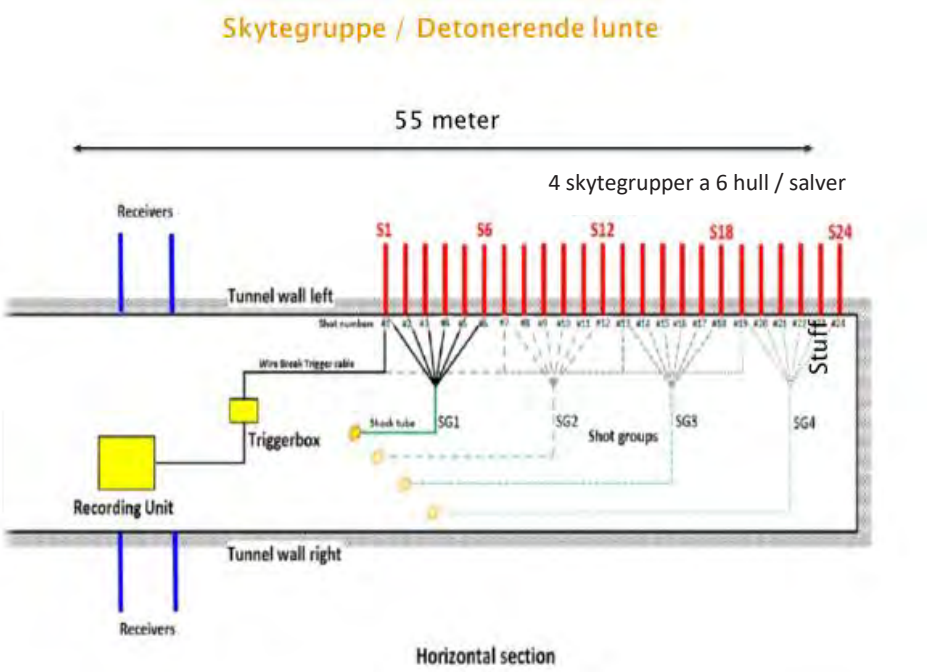
For å utføre seismikken bores det totalt 28 hull, 2 meter dype. 4 av hullene er til mottaker. De resterende er skytehull. Skytehullene (24 stk) vinkles 10-20 grader nedover, dette for holde på sand som senere fylles i hvert skytehull. Mottakerhullene (4 stk) vinkles 5-10 grader oppover for å holde mottakerhullene mest mulig rene. Støv vil lett fortrenges ut fra hullet, gitt at hullet blir vinklet opp.

Når det gjelder seismikkskyting benyttes gruppeskyting. Det vil si at 6 skytehull blir koblet sammen i en skytegruppe, og deretter skytes gruppene med 1 sekund mellomrom. Til sammen skytes 4 uavhengige grupper (antall; 6 x 4 = 24 skytehull).

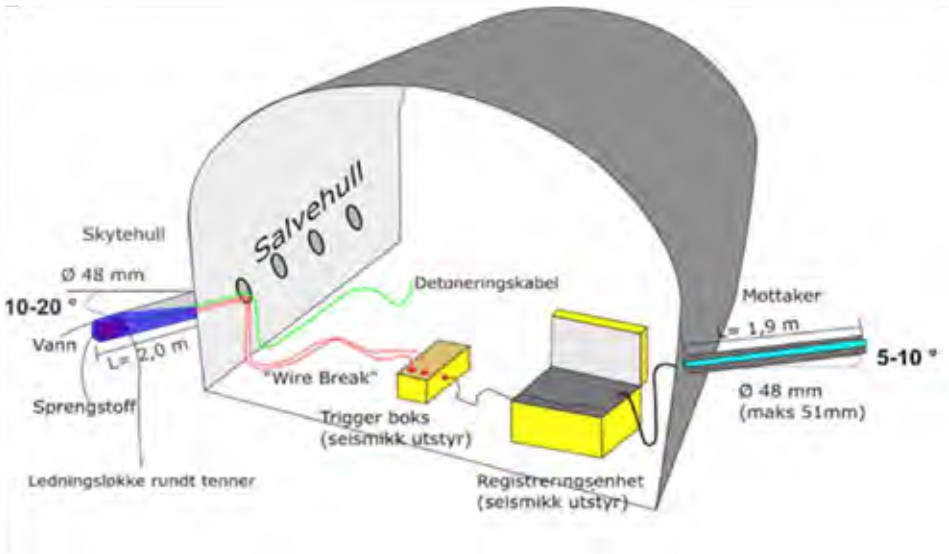
Figur 7 / Utstyrspakken, forberedelser på kontor før tunnel (bilde; Statens vegvesen)



Figur 8 / Syklus, ca hver 80 meter (bilde; Statens vegvesen)



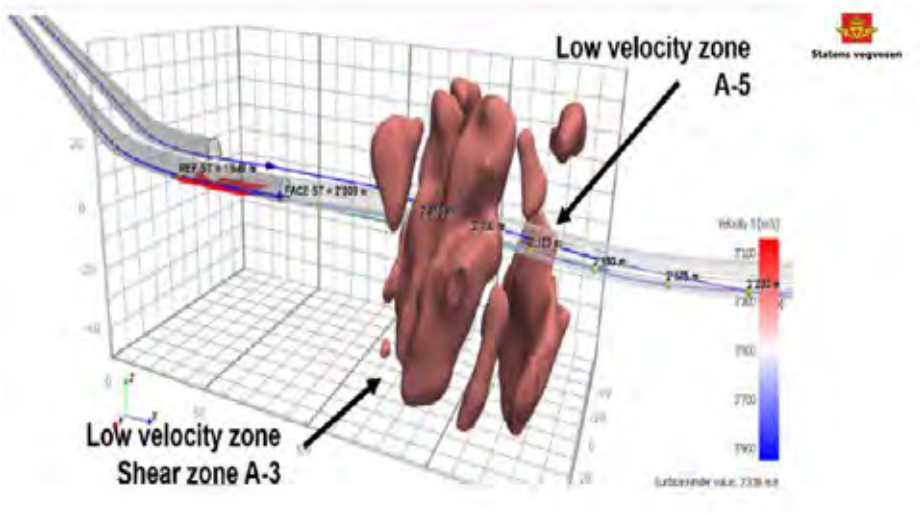
Figur 9 / Skjematisk tilnærming til oppkoblingen for seismikk på stuff (bilde; Statens vegvesen)



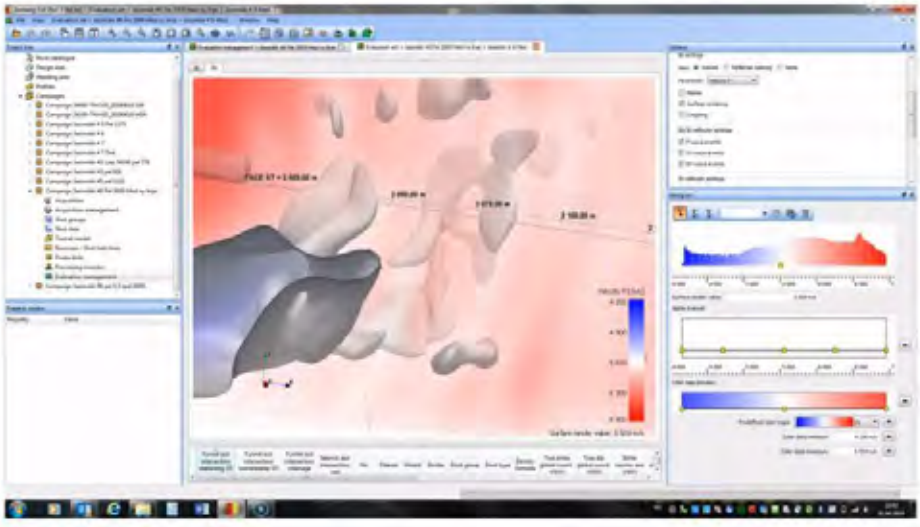
Figur 10 / Oppkoblingen for seismikk på stuff, frekvens ca hver 80 meter (bilde; Statens vegvesen)

RESULTAT

Resultatet fra utført seismikk på stuff kan presenteres i 2D eller i 3D, alt etter behov. For en geolog eller en annen analytiker er mulig å orientere seg i 3D rommet for spesifikke data om bergkvalitet og posisjonering (4)



Figur 11 / Soner med lav lydhastighet vist i forhold til linjeføringen, tunnel (bilde; Statens vegvesen)



Figur 12 / Digital fremstilling av lydhastighet, 3D bilde, manuell orientering (bilde; Statens vegvesen)

DISKUSJON

- Kostnader, anskaffelse?
  Sett ut fra nytte, gitt Rogfast, akseptabel
- Kalibrering av utstyrspakke?
  Utstyret er enkelt å kalibrere ute på anlegget
- Utførelse til hinder for fremdriften?
  Inntil 3 døgn forsinkelse pr driveretning (håndterer enkelt doble løp)
- Usikkerheter i anvisning av resultater?
  I fortsettelsen er det fra prosjektet sin side sterkt ønskelig å fremskaffe ytterligere erfaringer med bruken av seismikk på stuff, inklusive optimalisering av rapportering fra byggeledelse til entreprenør. Fortsatt er det en viss usikkerhet knyttet til kvalitet på målinger og resultat. I løpet av første fase for gjennomføring av Rogfast bør det tilligge prosjektet en ambisjon om et fullt ut optimalisert resultat med en tilhørende rapport. De siste usikkerhetene vil kunne reduseres ytterligere ved bruk av sonderboring og eventuelt kjerneboring i tillegg til seismikk. R = 0 vil uansett ikke være mulig å oppnå. Restrisiko må prosjektet, byggeledelsen og entreprenørene, alltid forholde seg til.

KONKLUSJON

Seismikk på stuff;

- God datakvalitet
- Kort tid fra utførelse til resultat
- Etter investering av utstyr, relativt rimelig i bruk
- Gir et detaljert kart (2D/3D) vedr bergkvalitet i front av stuff

Kort oppsummert, konklusjon;

TSP (Tunnel Seismic Prediction) er, slik prosjekt Rogfast ser det, en effektiv metode for å kartlegge bergforholdene i forkant av stuff, og med fremskaffet datagrunnlag reduserer flere usikkerheter. Metoden vil kunne være kostnadsbesparende, gitt uttatt potensiale for et redusert behov for bruken av kjerneboringer for å fremskaffe tilsvarende data.

KILDER

1. Amberg, produktspesifikasjoner
2. Statens vegvesen, Vegnormalene N100, N500
3. Plandokumenter for E39 Rogfast, kommunene Kvitsøy, Randaberg, Bokn
4. Resultater fra utført seismikk på stuff ved Rogfast, kontrakt E13, tverrslag ned mot hovedløp, Arsvågen

KVIKKLEIRESKREDET VED KRÅKNES I ALTA 3. JUNI 2020

The quick clay landslide at Kråknes in Alta 3rd June 2020

Anders Samstad Gylland, Multiconsult
Emilie Bjarghov, Multiconsult
Steinar Nordal, NTNU
Jean-Sébastien L´Heureux, NGI
Samson Degago, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG
Onsdag 3. juni 2020 ca. kl. 15:15 gikk det et kvikkleireskred på Kråknes i Alta kommune. Skredet er estimert til et volum på ca. 900 000 m^3. Ingen personer ble tatt eller skadet av skredet, men ca. 8 bygninger gikk med. Etter skredet ble det nedsatt en faggruppe av NVE med et mandat om å undersøke årsaksforholdene knyttet til skredet. Her oppsummeres hovedelementene i arbeidet til denne gruppen. Årsak til skredet vurderes å være lav initial skråningsstabilitet, forverret av fyllingsarbeider i Kråknesveien 450, mens utløsende faktor var stor snøsmelting og dermed økt grunnvannstrykk.

SUMMARY
A quick clay landslide occurred on the 3rd of June 2020 in the Kråknes-bay in Alta county, in Northern Norway. The landslide is estimated to have a volume of approx. 900 000 m^3. There were no casualties, but eight buildings were taken by the landslide. After the landslide, an expert committee was appointed by NVE with the task to investigate the cause of the landslide. This paper summarizes key findings from this work. The cause of the landslide is considered to be marginal initial slope stability, further worsened by filling of masses in Kråknesveien 450, while the triggering agent was an intense snow melting that led to increase in porepressure in the slope.

1 INNLEDNING

Onsdag 3. juni 2020 ca. kl. 15:15 gikk det et kvikkleireskred på Kråknes i Alta kommune. Skredet er estimert til et volum på ca. 900 000 m^3. Ingen personer ble tatt eller skadet av skredet, men ca. 8 bygninger gikk med. Deler av skredet ble dokumentert med videoopptak.

Denne artikkelen oppsummerer hovedfunnene til arbeidsgruppen som ble nedsatt av NVE for å undersøke årsaksforholdene knyttet til skredet. Det anbefales å lese hele årsaksvurderingsrapporten for utfyllende detaljer (Multiconsult 2020a). Rapporten er et produkt fra faggruppen og det er konsensus om konklusjonen.

Faggruppen har bestått av følgende medlemmer.

- Multiconsult v/ Anders Samstad Gylland (leder)
- Multiconsult v/ Emilie Bjarghov (redaktør)
- NGI v/ Jean-Sebastien L'Heureux
- NTNU v/ Steinar Nordal
- Vegdirektoratet v/ Samson Degago

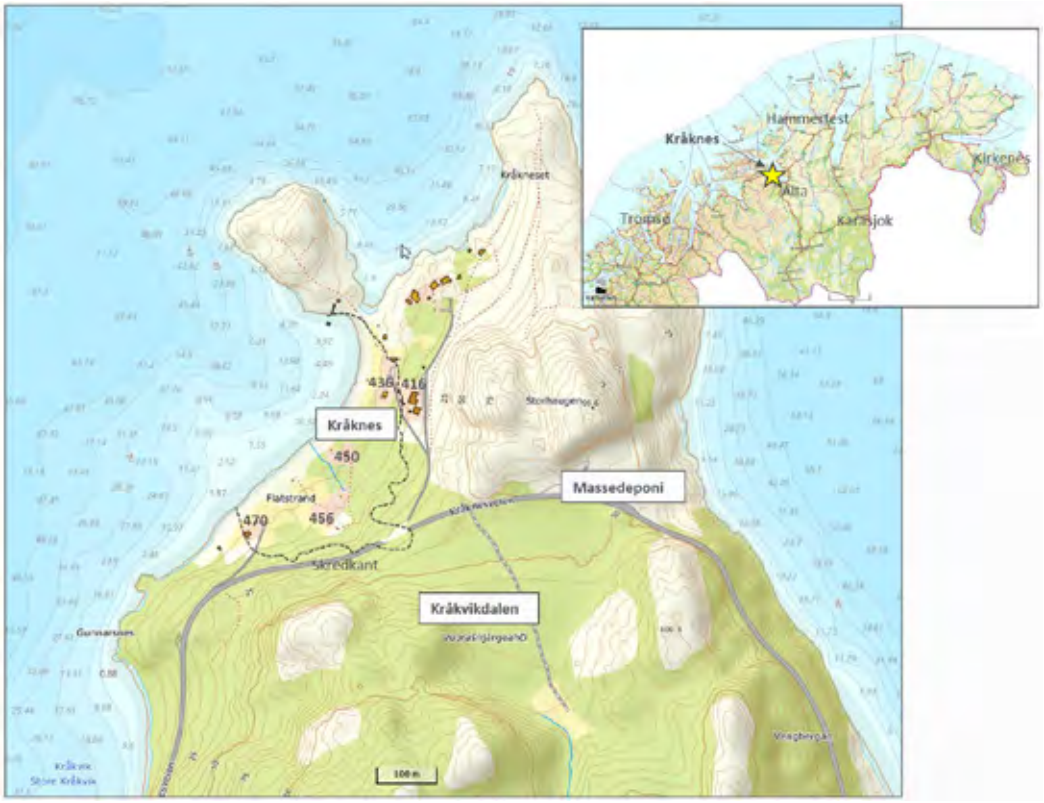
- NVE v/ Stein-Are Strand

Følgende fagressurser har bidratt inn i arbeidet.

- NVE Alta: Anders Bjordal
- NVE hydrometeorologi: Graziella Devoli
- NGU løsmassegeologi/hydrogeologi: Louise Hansen og Atle Dagestad
- NVE strukturgeologi: Kjetil Indrevær
- Multiconsult, digital 3D modell: Amund Growen

2 HENDELSESFORLØP

Lokasjon og omfang av skredet, sammen med sentrale stedsnavn, er vist i Figur 1 mens Figur 2 viser bilder av skredhendelsen.



Figur 1 Oversiktskart (norgeskart.no). Svart stiplet linje viser skredkanten.

De tre bildene er tatt 3. juni ca. 16:40 med drone av Anders Bjordal, NVE

Nordlig del av skredgropa

Midtre del av skredgropa

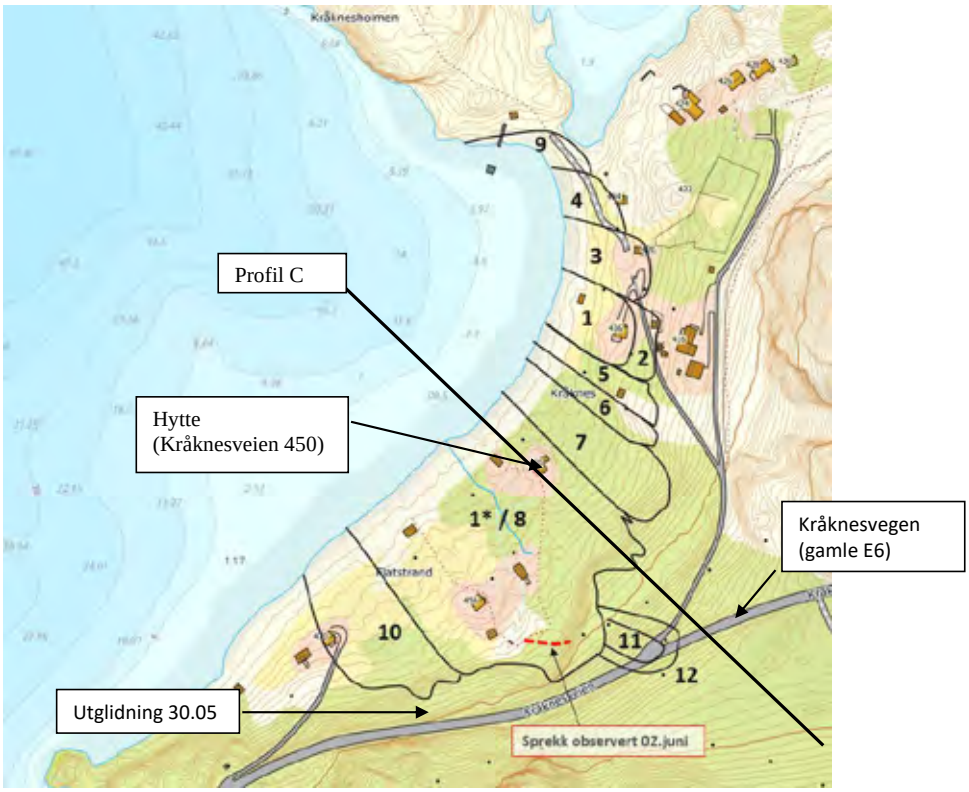
Sørlig del av skredgropa

Figur 2 Bilder av skredet

Sentrale elementer i hendelsesforløpet er oppsummert under og i Figur 3**Feil! Fant ikke referansekilden.**:

- Natt til lørdag 30. mai var det en grunn utglidning i løsmasser opp mot veien ved Kråknesveien 470, vest i skredområdet.
- Den 2. juni observerte en av beboerne i Kråknesveien 416 veldig mye vann i terrenget, hun syntes det var ubehagelig å gå på tur langs veien bort til gammel E6 (Kråknesveien) og videre sørover langs denne. Situasjonen beskrives som svært unormal. Vedkommende har gått tur her nesten hver dag i mange år, og har aldri opplevd lignende forhold. Det var vann overalt, og hun beskrev at bakken nærmest dirret.
- Torsdag 2. juni ca. kl. 17:00 observerte beboere i hytta midt i Kråknesområdet, Kråknesveien 450, en sprekk i adkomstveien til hytta.
- Onsdag 3. juli ca. kl. 15:15 observerte beboer i Kråknesveien 416, mot nord i området, at nabohuset nærmere sjøen forsvant ned og ut i vannet. Beboer i hytta i Kråknesveien 450 var samtidig på vei ut på verandaen for å undersøke lyder da han observerte samme hendelse.
- Skredhendelsen utviklet seg først sideveis mot nord og deretter mot sør. Under skredutviklingen filmet beboer i Kråknesveien 450 deler av hendelsen fra hytta før han evakuerte til trygg grunn og filmet resten av skredutviklingen. I løpet av kort tid skled mye av Kråknesområdet ut i sjøen.
- I de påfølgende dager og uker var det flere mindre utglidninger i skredkanten, blant annet gled deler av Kråknesveien ut.

Figur 3 Oppsummering av hendelsesforløp



Figur 4 Rekkefølge på utglidningene som formet skredet på Kråknes.

Rekkefølgen på utglidningene som formet skredet på Kråknes er skissert i Figur 4. Sprekken som ble oppdaget 2. juni vurderes å være første tegn på at skredet var i gang og området er derfor markert 1*. På grunn av kvikkleire i grunnen spredte bruddet seg progressivt videre i hele området gjennom den påfølgende natta. Utglidningen markert som nr. 1 er et resultat av svekkelse i grunnen som følge av den progressive bruddutviklinga i kvikkleira fra skred nr. 1*. Deretter fulgte skredutviklingen sekvensene som vist i Figur 4 og området der initialskredet startet gled ut som nummer åtte i rekken.

3 GEOLOGI OG GRUNNFORHOLD

3.1 Strukturgeologi

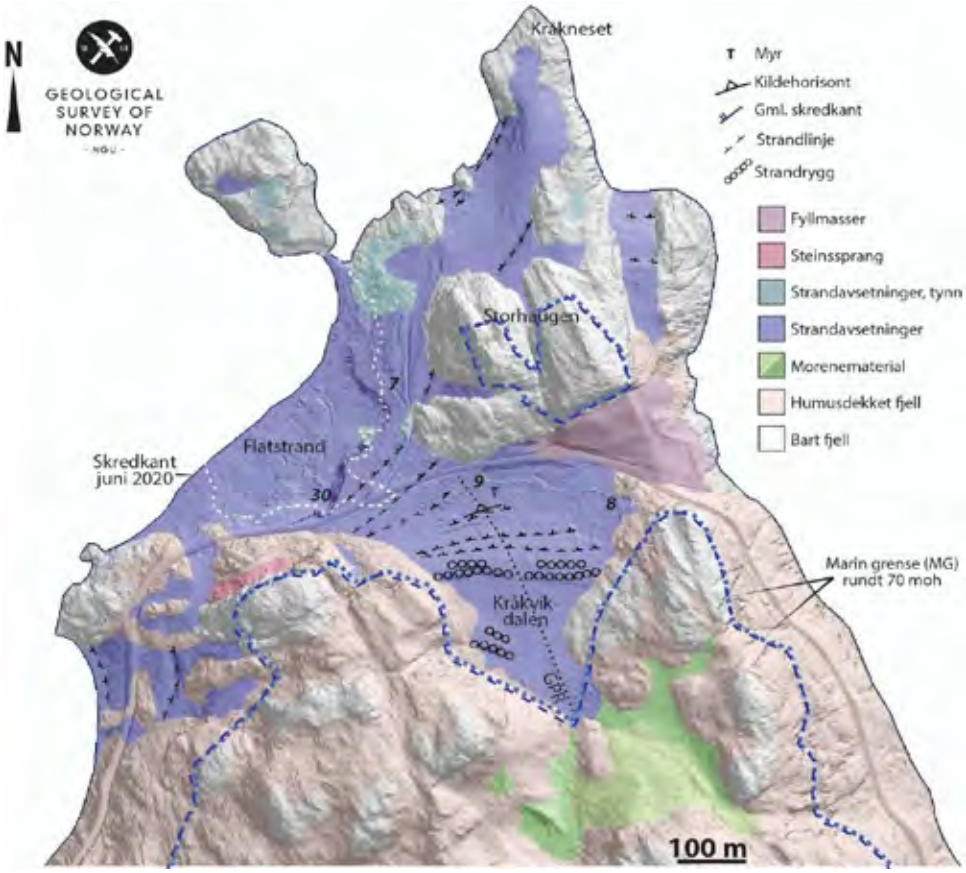
Berggrunnen ved Kråkeneset består hovedsakelig av metabasalt, basaltisk tuff og tuffitt og metagabbro. Bergartene har en tydelig lagdeling som ifølge berggrunnskart stryker NNV-SSØ med fall på ~60 grader mot VSV. Forkastningene på Kråkneset kan være vannførende. Det er plausibelt at snøsmelting har ført til økt vanntrykk i forkastninger/bruddsoner og dermed økt vanntrykk langs kontakten mellom berg og overliggende leire. Videre har bergartsoverflaten i området et relieff som kan ha bidratt til å kanalisere grunnvann i sedimentene ut mot skredet. For mer detaljering av strukturegeologien på Kråknes, se NVE (2020a).

3.2 Kvartærgeologi

Kråkneset ble isfritt for rundt 13 000 år siden. Havnivået stor da rundt 70 m over dagens havnivå. Etter dette har havnivået falt i takt med landhevingen fram til vår tid.
Figur 5 viser et løsmassekart sammen med viktige linjeelementer som strandlinjer, strandrygger og skredkant til en eldre skredhendelse. I skredområdet og opp mot Kråkvikdalen er det et sammenhengende lag med løsmasser fra strandavsetninger avsatt etter isens tilbaketrekning

Fra Kråkvikveien og ned mot sjøen er det begravede hav- og fjordavsetninger under overliggende breelv- og strandavsetninger. Disse hav- og fjordavsetningene består av finkornede masser som leire og silt, og ble avsatt på noe vanndyp og for det meste samtidig med at det var breer i området. Det var variasjoner i smeltevannstilførsel og fordeling av understrømmer i ishavet som forårsaket at det ble avsatt lag og linser av grovere material i de ellers finkornede hav- og fjordavsetninger. Både de grove lagene, og de finkornede, har en helning mot sjøen i dette området.

De kvartærgeologiske forholdene er videre detaljert i NGU (2020).



Figur 5 Oversiktskart over løsmassetypene på Kråkneset før det ferske skredet basert på kvartærgeologisk kart, og er drapert over et skyggerelief fra LiDAR data. Marin grense er også vist. (Kilde: Figur 6 i NGU 2020)

3.3 Hydrogeologi

Kvartærgeologien beskriver en lagdeling med grove masser i Kråkvikdalen som går over i, og flettes sammen med, silt- og leirmasser i skredområdet. En skissert modell av dette er vist i Figur 6. Gjennom dette systemet fungerer Kråkvikdalen, med sitt betydelig nedbørsfelt, som et magasin som fører vann gjennom grunnen og ut i fjord- og havavsetningene i skredområdet. Generelt karakteriseres området av beboerne som et område med oppkommer og bekker som samler vann fra skrenten mot Kråknesveien. Det er plassert brønner på flere av oppkommene og beboere beskriver at brønnene ikke gikk tomme.

Gitt et slikt hydrogeologisk senario kan heving av grunnvannsnivået i de høyereliggende områdene ha gitt en betydelig økning i poretrykk i de dypereliggende lagene under Kråknes og ut under sjøen. Dette kan igjen ha gitt økt poretrykk og svekket stabilitet i de marine leirlagene, og muligheter for hydraulisk grunnbrudd (piping) og økt erosjon i undersjøiske kilder. De hydrogeologiske forholdene er videre detaljert i NGU (2020).

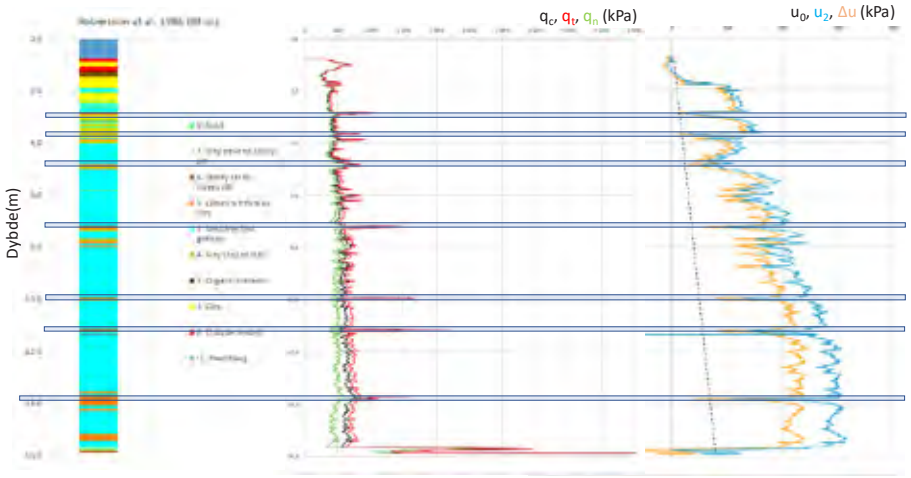
Figur 6 Stilisert geologisk modell over strandsonen før skredet 3. juni 2020. Illustrasjon: Louise Hansen NGU, figur 41 i NGU (2020).

3.4 Geotekniske grunnundersøkelser

I etterkant av skredet, 8. juni 2020, utførte Multiconsult grunnundersøkelser sørvest og øst for skredgropa. Løsmassene sørvest for skredgropa består generelt av leire med sand- og siltlag og enkelte gruskorn. Bergoverflaten faller mot sjøen. Løsmassemektigheten varierer fra 5 til 24 meter og er størst i fjæra. Leira ligger vekselvis rett over og rett under grensen til å ha sprøbruddegenskaper og mellom ca. 11 og 14 m under terreng i vest er leira kvikk.

Øst for skredgropa, langs adkomstvegen til Kråknesveien 416, er det velgraderte, faste masser bestående av grus, sand, silt og leire som ikke har sprøbruddegenskaper. Løsmassemektigheten varierer mellom 2 og 19 m. For nærmere beskrivelse av grunnforhold og grunnundersøkelsesresultater henvises det til Multiconsult (2020b)

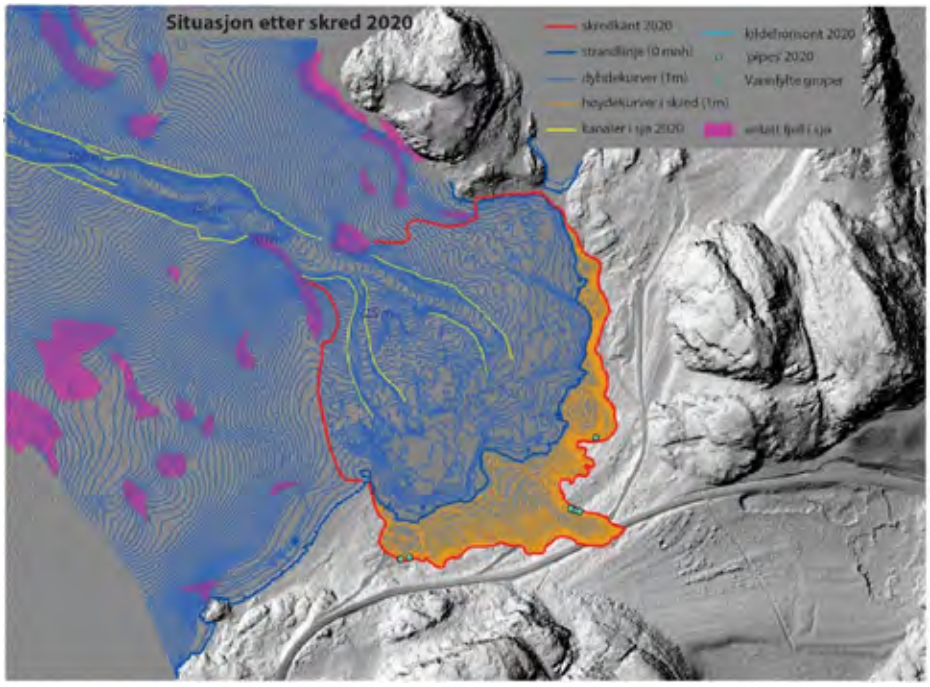
Tolkning av CPTU-sonderinger i intakte leirmasser rett vest for skredgropa (Figur 7) viser tydelige grove lag i leira og gir en lagdeling som samsvarer med modellen i Figur 6. Videre viser grunnundersøkelsene og tolkning av CPTU at leira er noe overkonsolidert. OCR ligger rundt 2 i 10 m dybde.



Figur 7 Tolkede grove, vannførende lag fra CPTU i borpunkt 2

3.5 Innmålinger i sjø og på land

Det er utført innmålinger på land og av sjøbunnen både før og etter skredet. Sjøbunnskartlegging etter skredhendelsen viser at det er dannet en 5-10 m dyp undersjøisk kanal mot vest (Figur 8). Kanalen må antas å være dannet av sedimentsstrømmer av omrørte skredmasser som har erodert løsmassene i sjøbunnen. Inne i selve skredområdet ligger mye av skredmassene igjen og topografien er uregelmessig. Forhold knyttet til innmålingene er videre detaljert i NGU (2020).



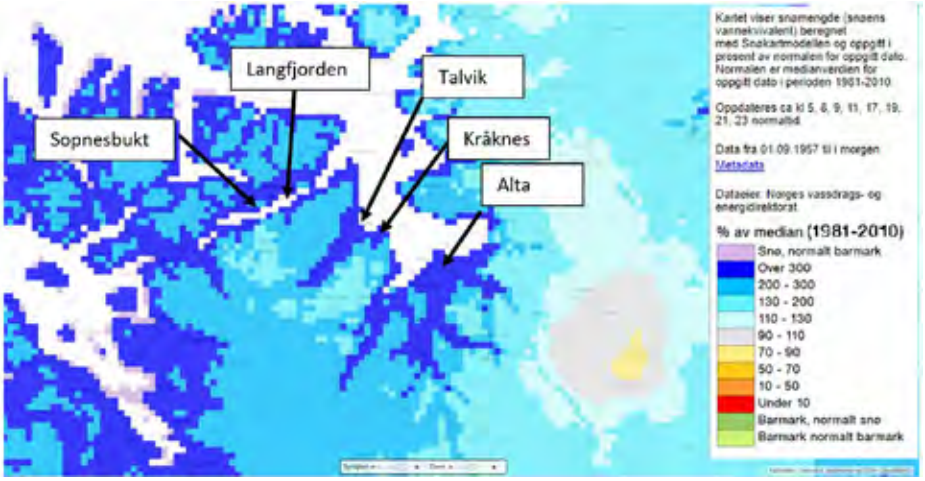
Figur 8 Kobling av terrengdata fra land og sjø etter 2020 skredet. Figur 39 i NGU (2020)

4 HYDROMETEOROLOGI

4.1 Snø og nedbør

Det var mye snø våren 2020. Figur 9 viser snødybde i prosent av normalen registrert den 1. mai 2020. De blå fargene indikerer fra 130 % til over 300 % av normalen. Alta lufthavn målestasjon har data på nedbør og temperatur tilbake til 1964. Basert på datasettet er det estimert en akkumulert snømengde over en vintersesong ved å summere målt døgnnedbør de dagene temperaturen var under 2˚C over en vintersesong. 2˚C er valgt for å ta høyde for at Kråkvikdalen, og høydene rundt, er sentrale tilførselsskilder av vann fra snøsmelting til Kråknesområdet. Når det er 2˚C på Alta Lufthavn ved sjøen er det antatt at nedbøren kommer som snø i Kråkvikdalen.

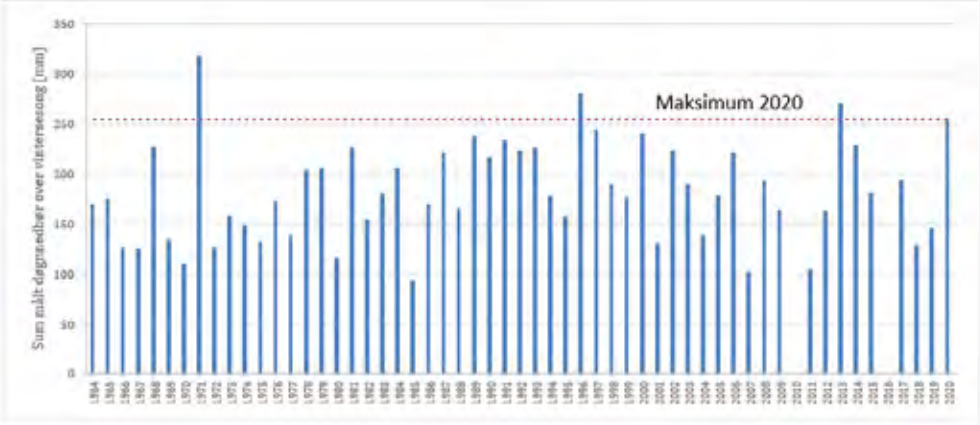
Data fra det behandlede datasettet er vist i Figur 10. Året 2020 kommer fram som et år med mye vinternedbør, men samtidig har det vært tilsvarende i 1997 og 2000 samt mer vinternedbør i 1971, 1996 og 2013. Flere datasett fra xgeo.no er omtalt i Multiconsult (2020a).



Figur 9 Snødybde i prosent av normalen 01.05.2020. Blå og lyseblå er 130% til over 300% over median i perioden 1981-2010. Kilde: xgeo.no.

4.2 Vann i grunnen

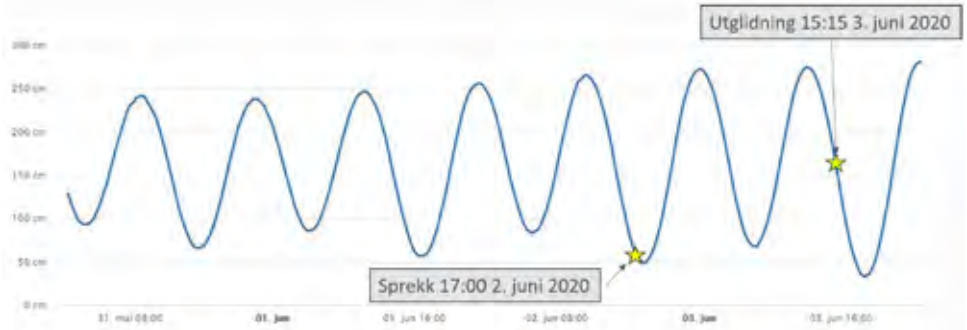
Estimerte data fra xgeo.no indikerer at grunnvannstanden i Altaområdet var svært høy i dagene før skredet. Simulert vannmetting for Kråknes viser 100 % metning fra 2. juni.
Målestasjon for vannføring på Halsnes ved utløpet av Storvatnet, sør for Talvik, viser markant økning i vannføring dagene før 3. juni. Videre viser informasjon fra satellittbilder at det var stor snøsmelting i Kråknesområdet fra midten av mai 2020 (NVE 2020b). Begge disse datakildene underbygger stor snøsmelting og høy grunnvannstand i starten av juni 2020. Estimert vannmetting på Kråknes basert på historiske data viser at det har vært nær 100 % vannmetting flere ganger tidligere, bla. våren 1996, våren 2013 og våren 2014.



Figur 10 Sum av målt døgnnedbør med temperatur under 2˚C på Alta lufthavn over vintersesong. Rød linje er 2020-nivå.

4.3 Tidevann

Data for flo og fjære på Kråknes i dagene rundt skredhendelsen er vist i Figur 11. Figuren viser at det var midt mellom flo og fjære ved den første observerte utglidningen ca. 15:15 3. juni. Da sprekken i adkomstvegen til Kråknesvegen 450 ble observert ca. kl. 17:00 den 2. juni var det lavvann. Verdien 2. juni samstemmer med «middel spring lavvann, 54 cm». Ettermiddagen 2. juni hadde laveste lavvann siden 21.-22. mai. Kote 0 er «laveste astronomiske tidevann».



Figur 11 Vannstand på Kråknes i tidsrom rundt skredhendelsen. Tidspunkt for observert sprekk 2. juni, og utglidning 3. juni er markert. Data fra https://www.kartverket.no/sehavniva/

5 UTLØSENDE FAKTORER

Flere potensielle årsaker som kan påvirke stabiliteten i området og utløse skredet er undersøkt. Årsakene kan skyldes være naturlige prosesser og/eller menneskelige inngrep.

5.1 Naturlige prosesser

Det var lite nedbør i dagene før skredet, men stor snøsmelting. Vinteren 2019/2020 karakteriseres med stor snødybde. Men i lys av historiske registreringer av snødybde og nedbør kan det likevel ikke sies at våren 2020 var en enkeltstående ekstremhendelse. Det har trolig vært tilsvarende vannmengder i grunnen i tidligere år. De store vannmengdene i grunnen har svekket stabiliteten, men kan ikke alene forklare skredhendelsen.

Det er vitneobservasjoner av erosjon i veggkroppen i grøft på oppside av Kråknesveien. Ingen andre observasjoner av erosjoner registrert. Erosjon i vegkropp, og evt. lokal erosjon på nedside av vegen knyttet til stikkrenner, vurderes å ikke ha påvirket stabilitetssituasjonen for den type skredmekanisme som var gjeldende i skredet 3. juni.

Skredhendelsen natt til 30. mai skjedde i løsmasser inn mot Kråkvikveien. Faggruppen vurderer at denne hendelsen er knyttet til den generelle situasjonen med høy vannmetting i grunnen og er et lokalt og grunt skred. Hendelsen har etter gruppen sin oppfatning ikke direkte årsakssammenheng med skredet 3. juni.

Det er ikke registrert seismisk aktivitet som kan ha hatt innvirkning på skredet.

Det er ikke gjort vitneobservasjoner som kan tyde på at skredet 3. juni i forkant hadde en utløsende hendelse under vann. Videre viser stabilitetsberegningene at skredet ble utløst på land. På bakgrunn av dette og skredets utvikling samt antatt skredmekanisme, vurderes det at skredet er utløst på land, ikke i sjø.

5.2 Menneskelige inngrep

Det er identifisert fire menneskelige inngrep som kan ha hatt betydning for skredet.

Massedeponi etablert av SVV ved Storhaugen

- Massedeponiet ble etablert rundt 2015 i forbindelse med bygging av ny E6. Deponiet ligger på østsiden av vannskillet på Kråkneset (Figur 1) og påvirker dermed i hovedsak de hydrogeologiske forholdene på østsiden av neset og det vurderes det at massedeponiet ikke har hatt en påvirkning på skredhendelsen.

Rensk av grøfter i forbindelse med utbedring av Kråknesveien

- Etter bygging av ny E6 ble Kråknesveien renovert av SVV før den skulle bli overført til Alta kommune. Dette kan ha ført til at grøfter og stikkrenner har fått forbedret sin funksjon og at de dermed har samlet og ledet mer vann enn tidligere. Dette vurderes kun å ha effekter knyttet til grunne stabilitetssituasjoner og overvann, og at det ikke kan ha påvirket den dyptliggende stabilitetssituasjonen som er identifisert som bruddmekanisme i skredhendelsen.

Grunnarbeider i forbindelse med bygging av hytte i Kråknesveien 450

- I 2015 ble det kjørt inn rundt 80 lastebillass med sprengtstein for å heve byggegrunnen på hyttetomta. Dette gir et volum i størrelsesorden 1000-1200 m^3 stein. Det ble også gravd et trau hvorfra de utgravde massene ble deponert i nordvest, mot sjøen. Tiltaket har påvirket stabiliteten negativt. Dette er kvantifisert gjennom stabilitetsberegninger i neste avsnitt.

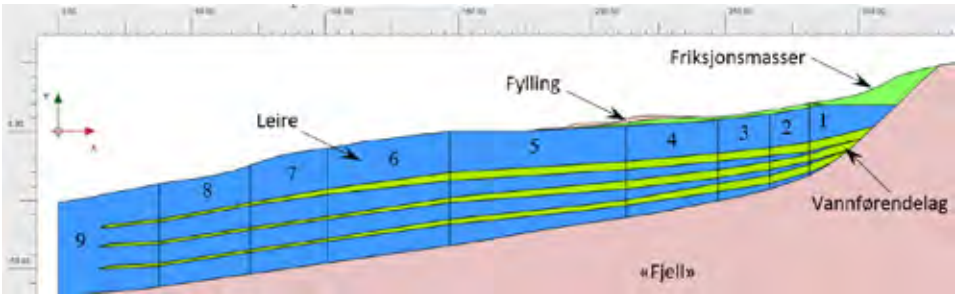
Grunnarbeider i Kråknesveien 456

- Samtidig med arbeidene i Kråknesveien 450, ble adkomstveien forbi Kråknesveien 456, samt parkeringsplass og uteområde, utbedret. Det ble tatt masser fra et lokalt masseuttak rett ved eiendommen. Grunnarbeidene i Kråknesveien 456 karakteriseres av utlegging av tynne lag på terreng samt omdisponering av masser i samme område og vurderes å ha hatt liten effekt på stabilitetssituasjonen.

6 STABILITETSBEREGNINGER

Det er utført stabilitetsberegninger med Geosuite Stability og elementmetodeverktøyet Plaxis i tre profiler. Har fokuseres det på profil C (Figur 1) og det vises til Multiconsult (2020a) for flere detaljer vedr. modellering og parametervalg.

Figur 12 viser idealisert lagdeling som er benyttet for Plaxisberegningene i profil C. Leira er modellert med NGI-ADP-jordmodell (udrenert), mens de vannførende lagene er modellert med Hardening Soil jordmodell (drenert).

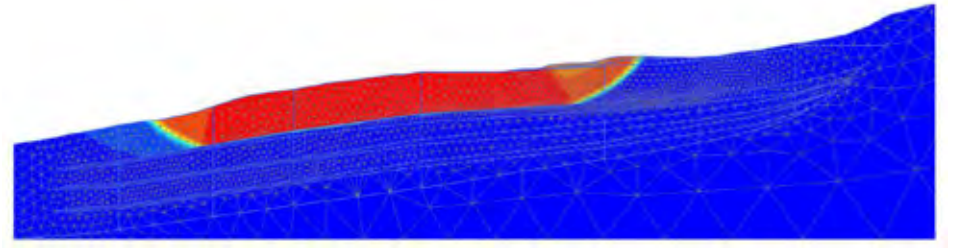


Figur 12 Modell for lagdeling i profil C

Med 10 m poreovertykk i de vannførende lagene beregnes en sikkerhetsfaktor på 1,075 i Profil C for en tilstand før fyllinga i Kråknesveien 450 ble lagt ut. Beregning med fyllinga inkludert gir en sikkerhetsfaktor på 1,01. Dette representerer en bruddtilstand. Høydeforskjellen opp til Kråkvikdalen er rundt 50 m. Sammen med de hydrogeologiske forholdene, både med tanke på mulighet for vannstrømning i grunnen og opptredende mengder med vann under snøsmeltinga, vurderes det som sannsynlig at et overtrykk på 10 m kan oppstå. Bruddmekanismen i Figur 13 viser et flakskred som i stor grad tilsvarer utglidning av del 8 i skredet (Figur 4).

Det er tre hovedfunn som kan trekkes ut fra beregningene:

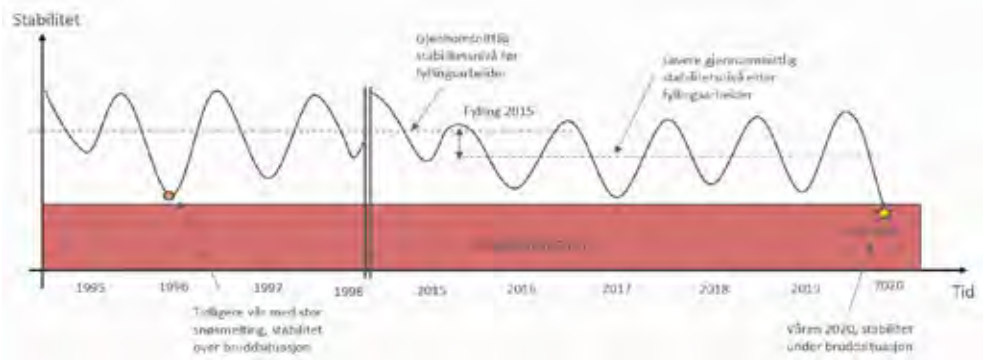
- Det var lav initial stabilitet i hele Kråknesområdet
- Modellering av påviste vannførende lag, og påføring av poreovertrykk, gir svært lav stabilitet samt en bruddmekanisme som samsvarer med det som er dokumentert gjennom video-opptak av skredet
- Fyllinga i Kråknesveien 450 reduserer stabiliteten med omtrent 7 %



Figur 13 Bruddmekanisme i profil C med artesisk poreovertrykk og fylling i Kråknesveien 450. Plaxis-resultater gitt med inkrementelle forskyvninger

7 ÅRSAKSVURDERING

Stabilitetsberegninger viser at Kråknesområdet hadde lav stabilitet i utgangspunktet. Samtidig er stabiliteten i Kråknesområdet svært sensitiv for vanntilstrømning fra Kråkvikdalen på grunn av det hydrogeologiske vannsystemet. I Kråknesområdet er det lagdelte grunnforhold som gjør at dette vannet blir fanget i permeable lag inne i leiravsetningen (Figur 6). Dette fører til økt poretrykk og redusert stabilitet. I perioder med mye vann i grunnen og høyt poretrykk, har stabiliteten vært på sitt laveste, men i tidligere tider alltid over en bruddsituasjon. I historisk kontekst var ikke snøsmeltingen våren 2020 en enkeltstående ekstremhendelse (Figur 10). Stabilitetssituasjonen er illustrert med en prinsippskisse i Figur 14. Stabiliteten varierer gjennom året, med sitt laveste under snøsmelting om våren. Det kan også ha vært lavt under store nedbørsmengder om høsten. Men siden Kråknes har stått uendret i så lang tid tilbake som vi har kilder, har stabiliteten vært over bruddsituasjon.



Figur 14 Prinsippskisse av stabilitet over tid for Kråknes

Med fyllingsarbeidene i Kråknesveien 450 i 2015 ble det tilført en last som reduserte stabiliteten av skråningen ved hytta. Lasten var i seg selv ikke nok til å utløse et skred, men som illustrert i Figur 14, førte den til at hele situasjonen ble bragt nærmere en bruddsituasjon. Snøsmeltingen i sesongene etter arbeidene på tomta var ikke spesielt voldsom før i 2020. I 2020 var det svært mye vann i grunnen og poretrykket økte til verdier en trolig ikke hadde hatt i årene etter 2015 da fyllingen for hytta ble lagt ut. Stabiliteten ble redusert og det oppstod en bruddsituasjon knyttet til hytta i Kråknesveien 450.

Sprekken observert i adkomstveien til hytta ca. klokken 17:00 den 2. juni tolkes til å være starten på skredhendelsen. Dette støttes av at det var lavvann på dette tidspunktet (Figur 11) samt fra stabilitetsberegninger som viser at kritisk skjærflate starter i et tilsvarende område (Figur 13).

På grunn av kvikkleire i grunnen spredte bruddet seg progressivt fra hytteområdet og videre i hele området gjennom den påfølgende natta. Dette er noe tilsvarende det man kan se i store snøskred. En overbelastning i ett punkt fra f.eks. en skiløper, sprer seg gjennom snødekket før et stort flak løsner.

Den observerte utglidningen av Kråknesveien 436 ca. kl. 15:15 3. juni (1 i Figur 4) er et resultat av svekkelse i grunnen som følge av den progressive bruddutviklinga i kvikkleira. Utglidningen av Kråknesveien 436 gikk der berget går i dagen i bakkant. Spenningsomlagringer og innledende bevegelser natt til 3. juni vil ha medført større relative bevegelser i leirmassene der de møter berget. Derfor utløses instabiliteten her etter den initiale

forstyrrelsen i området som ga redusert fasthet i grunnen trolig både på land og ut i sjøen. Deretter fulgte skredutviklingen sekvensen som er gjennomgått i Figur 4.

På bakgrunn av de undersøkelsene som er gjort konkluderer faggruppen med at årsaken til skredet er en kombinasjon av fire faktorer:

- Lav initial stabilitet, kvikkleire og lokale grunnforhold som er følsomme for poretrykksøkning
- Lokale topografiske- og kvartærgeologiske forhold som kan føre til stor infiltrering av vann i grunnen
- Destabiliserende effekt av fyllingsarbeider ifm. bygging av hytte i Kråknesveien 450.
- Stor og hurtig snøsmelting i dagene før skredet

Årsak til skredet vurderes derfor å være lav initial stabilitet, forverret av fyllingsarbeidene i Kråknesveien 450, mens utløsende faktor var stor snøsmelting og dermed økt grunnvannstrykk.

Skredet på Kråknes 3. juni 2020 har fellestrekk med andre skredhendelser i regionen som for eksempel Sokkelvik 1959, Store Lerresfjord 1975 og Sørkjosen 2015. Fellestrekkene er kvikkleire med innslag av sandlag i strandsonen, utfyllingsarbeider som destabiliserende inngrep og nedbør/snøsmelting som utløsende årsak.

8 REFERANSER

Multiconsult (2020a) Årsaksvurdering – Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3. juni 2020. 10220443-RIG-RAP-001. NVE Ekstern rapport 2021:4. https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021_04.pdf

Multiconsult (2020b) Ras Kråkneset. Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser. 10219825-RIG-RAP-001.

NGU (2020) Kvartærgeologi og hydrogeologi ved Kråkneset i Altafjorden. Innspill til utredning av Kråknesskredet 3. juni 2020. NGU Rapport nr. 2020.029.

NVE (2020a) Strukturgeologisk beskrivelse av Kråkneset og vurdering av strukturenes mulige påvirkning på kvikkleireskredet. Datert 03.06.2020. Notat nr. 202006025-24

NVE (2020b) Kvikkleireskred i Kråknes i Alta, 03. juni 2020 – Sammenstilling av hydrometeorologiske forhold. Datert 28.07.2020.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

HOVEDUTFORDRINGER FOR DYPE UNDERSJØISKE TUNNELER
- bidrag med utgangspunkt i «keynote paper» for Eurock 2020

Main challenges for deep subsea tunnels
- contribution based on «keynote paper» for Eurock 2020

Bjørn Nilsen, Professor emeritus, Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU

SAMMENDRAG

Siden tidlig på 1980-tallet er det bygd rundt 50 undersjøiske tunneler i Norge. Nær 40 av disse er vegtunneler. For de fleste av prosjektene har tunneldrivingen gått uten store problemer, men i noen tilfeller har en møtt på store utfordringer i form av «uforutsette» stabilitetsproblemer og vanninnbrudd, som i noen tilfeller har forårsaket rasutvikling på stuff, betydelige forsinkelser og store kostnadsoverskridelser. Hovedformålet med dette bidraget er, basert på erfaringer fra de mange fullførte prosjektene, å diskutere hvordan tilsvarende problemer kan unngås i fremtidige, svært dype og lange undersjøiske vegtunneler som nå er under planlegging og oppstart i Norge. Utgangspunkt for diskusjonen er «Keynote paper» forberedt for ISRM/NBG-konferansen Eurock 2020, som pga. Covid-19 dessverre måtte avlyses. Bidraget til Eurock 2020 utgjør hovedinnholdet i denne artikkelen.

SUMMARY

Since the early 1980s, around 50 subsea tunnels have been built in Norway. For most of these, tunnel excavation has been completed without major problems. In some cases, major challenges have however been encountered due to “unforeseen” stability problems and water inflow, which in some cases have caused instability/cave-in at the working face, considerable delay and large cost overrun. The main objective of this contribution is, based on the experience from the many completed projects, to discuss how such incidents may be avoided in future, very deep and long subsea road tunnels which are currently under planning and start-up in Norway. The basis of the discussion is a keynote paper prepared for the ISRM/NBG conference Eurock 2020, which due to Covid-19 unfortunately had to be cancelled. The paper submitted for Eurock 2020 represents the main content of this contribution.

BAKGRUNN FOR BIDRAGET

Dette bidraget tar utgangspunkt i artikkel som var planlagt presentert som en av 5 «keynotes» på ISRM/NBG-konferansen Eurock 2020. Denne konferansen var planlagt arrangert i Trondheim 15.-19. juni 2020, men på grunn av Covid-19 situasjonen ble den først utsatt til oktober 2020 og deretter avlyst. Alle aksepterte artikler til Eurock 2020 er imidlertid tilgjengelige via databasen til ISRM; EUROCK 2020 Conference paper index | ISRM EUROCK | OnePetro, inklusive min «keynote».

Innholdet i min presentasjon her på Bergmekanikk/Geoteknikk-dagen blir noe forskjellig fra det som var planlagt for den internasjonale Eurock 2020 konferansen. Artikkelen for Eurock 2020, som utgjør resterende del av dette skriftlige bidraget, vil likevel være dekkende for det meste av det som blir presentert.

Main challenges related to deep subsea tunnels – a review based on experience from Norwegian projects

B. Nilsen
NTNU - Norwegian University of Science and Technology
bjorn.nilsen@ntnu.no

Abstract

Deep subsea tunnelling involves considerable challenges regarding ground investigation, tunnel design, excavation and rock support. In this paper such challenges are discussed based on experience from Norwegian hard rock subsea tunnels. Since the early 1980's around 50 subsea rock tunnels have been built along the coast of Norway. Most of these are road tunnels, with the 14 km long twin-tube Ryfylke tunnel, going down to 290 m below sea level as the currently longest and deepest.

At the pre-construction investigation stage, seismic refraction surveying and core drilling (with directional drilling commonly used today), in addition to conventional engineering geological mapping, are the most important methods for identifying potentially adverse rock mass conditions. At the construction stage, engineering geological mapping, probe drilling ahead of the face (percussive as well as core drilling) and MWD (Measurement While Drilling) are continuously carried out. For the most recent Norwegian subsea tunnel projects, reflection seismic sounding (TSP) to investigate the conditions ahead of the face has also been used.

During excavation, grouting ahead of the tunnel face is carried out whenever required according to the results from probe drilling. Sealing of water inflow by pre-grouting is particularly important before tunnelling into a section of poor rock mass quality. When excavating through weakness zones, a combination of spiling bolts, short blast rounds and reinforced ribs of sprayed concrete (RRS) close to the face is commonly applied. The basic aspects of ground investigation methodology, excavation, stability evaluation and rock support design are discussed and illustrated by experiences from recent Norwegian cases.

Major faults/weakness zones and large water inflow have caused challenging conditions in most of the Norwegian subsea tunnels. Most commonly such zones have low permeability due to high content of clay minerals (including swelling clay), but in some cases major zones with clay minerals have also considerable water seepage. Such situations have been particularly difficult to cope with, and have generally represented the greatest challenges for Norwegian subsea tunnels.

Keywords

Subsea tunnel, ground investigation, excavation, rock support, water control

1 Introduction

Since the early 1980's around 50 subsea rock tunnels have been built along the coast of Norway. Most of these are road tunnels, with the 14 km long twin-tube Ryfylke tunnel, going down to 290 m below sea level as the currently longest and deepest, and construction just started for the 27 km long twin-tube Rogfast tunnel, going down to -390 m. Some subsea tunnels have also been built for the oil industry as shore approaches and pipeline tunnels, and some have been built for water supply and sewerage.

Extensive pre-construction ground investigations, based on offshore acoustical profiling, seismic refraction and in most cases also core drilling in addition to conventional onshore mapping, are always carried out for the subsea tunnels. In addition, extensive investigations are carried out during excavation. In many cases, excavation of Norwegian subsea tunnels has been completed without major problems related to the ground conditions. In difficult ground conditions, tunnelling challenges have in most cases been efficiently controlled by thorough investigation from the tunnel face and well adapted procedures for pre-grouting, excavation and rock support. The most difficult rock mass conditions have been represented by major faults/weakness zones with large water inflow.

The first part of this paper will discuss the challenges related to predicting zones of adverse rock mass conditions prior to excavation in order to be able to choose the best methodology for excavation through such conditions. After that, main focus will be on discussing the principles for excavation and rock support design in such conditions. For illustration of the basic concepts and the challenges that may be encountered, two relevant, recently completed projects (Atlantic Ocean tunnel and the Karmsund tunnel) will be discussed in some detail, and the very long and deep subsea tunnel at the early stage of construction (Rogfast) will be briefly discussed. The paper is based to a great extent on the author's experience as member of expert panels for several Norwegian subsea projects.

2 Ground investigations

2.1 Pre-construction investigations

The traditional pre-construction investigations for Norwegian subsea tunnels are (NFF 2009, Henning and Nilsen 2009):

1) Desk study
2) Onshore engineering geological mapping
3) Seismic reflection survey
4) Seismic refraction survey
5) Core drilling

The desk study includes review of geological maps, reports, aerial photos and experience from any nearby projects, and represents an important first step of investigation as well as a basis for the planning of further investigation of the project area.

The onshore mapping includes conventional geological mapping to determine rock types, detail jointing, major geological structures such as faults, dikes, lithological contacts, and most importantly; major faults/weakness zones in the planned tunnel area.

Seismic reflection survey (often referred to as acoustic profiling) is used for finding the depths to different geological layers (reflectors), including the depth to the bedrock surface where it is covered by soil. Seismic refraction results are used for "calibration" of estimated sonic velocities. The bedrock for some of the Norwegian subsea tunnels is located below as much as 200 m of sediments. The main target for this type of survey is to get an overall view of the soil distribution at the sea bottom to produce a map of the rock surface. These maps based on reflection seismics are of great importance for identifying favourable corridors for subsea tunnel crossing.

Seismic refraction survey is performed by positioning a cable with hydrophones on the sea bottom and detonating small charges of dynamite. Based on monitoring the arrival time of the refracted waves the thickness of soil cover and sections of different sonic velocities, particularly low-velocity sections representing potential weakness zones, are identified as illustrated in Fig. 1. Interpretation of seismic velocities and thickness of the various layers is a complex process, and a great deal of operational experience is required for the results presented in a profile to be reliable.

Seismic velocities higher than 5,000 m/s generally indicate good quality rock masses, while poor quality rock mass of weakness zones normally have velocities lower than 3,500 m/s. In some cases, seismic velocities lower than 2,500 m/s, corresponding to the sonic velocity of moraine, have been monitored for weakness zones.

Core drilling is used to obtain information from deeper layers of the rock mass and is often used in combination with geophysical measurement as shown in Fig. 1. Based on core drilling, more detailed information on rock mass structures can be collected, such as degree of fracturing (RQD), character and orientation of weakness zones, and further information on the rock types and their boundaries in the rock mass can be obtained. Also, Q-values may be estimated and samples can be collected for laboratory testing and petrographic analyses. In addition, the drill hole can be used for testing and investigation, i.e. permeability testing (Lugeon test).

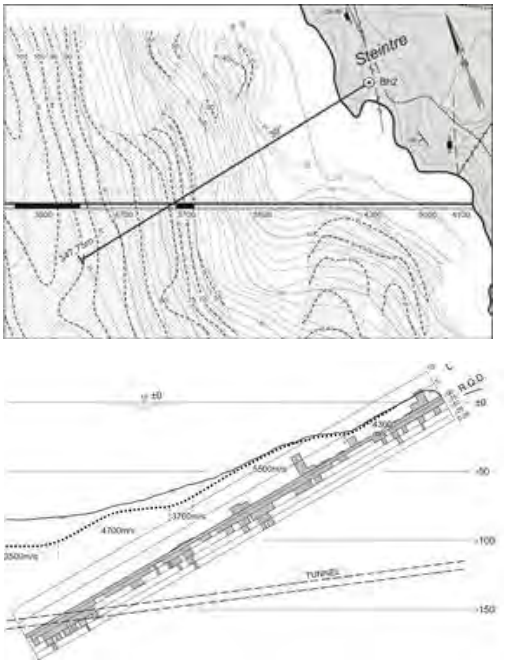


Fig. 1 Use of seismic investigation and core drilling for planning of subsea tunnel. Dotted lines represent interpreted rock surface based on reflection seismics. Interpreted velocities based on refraction seismics are 3,500-5,500 m/s in rock and about 1,700 m/s in soil. RQD and Lugeon-values (L) are indicated by histograms along the core drill hole.

Core drilling has in most cases been done from the shore as illustrated in Fig. 1, but in many recent cases it has been done as directional drilling as shown in Fig. 2. In this case directional drilling of a 900 m long hole (BH-1) made it possible to detect a deep erosion channel in time sufficient for adjusting the planned alignment. By lowering the alignment 30 m, large stability problems were avoided, and considerable time and money were saved. In a few cases, when this has been considered necessary to prove the feasibility of the project, core drilling has been carried out from drill ship.

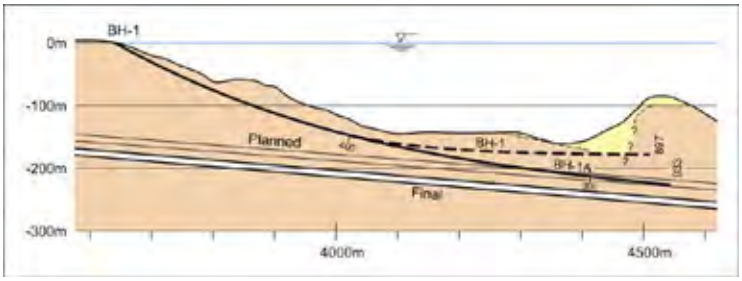


Fig. 2 Directional core drilling of more than 900 m long drill hole at the Bømlafjord subsea tunnel (from Palmstrøm et al. 2003).

2.2 Investigations during excavation

Even the most extensive pre-construction investigations cannot reveal all details regarding rock conditions. Some uncertainty will always remain when tunnelling starts. To avoid any "unexpected conditions", and at all times have good control, systematic probe drilling during tunnelling is essential. Normally, probing is done as percussive drilling by using the tunnel jumbo, with 4-6 holes under water as illustrated in Fig. 3. As indicated in the Figure, probe drilling has also the very important purpose of providing the basis for deciding whether to grout or not. This will be further discussed Section 3.1 of this paper.

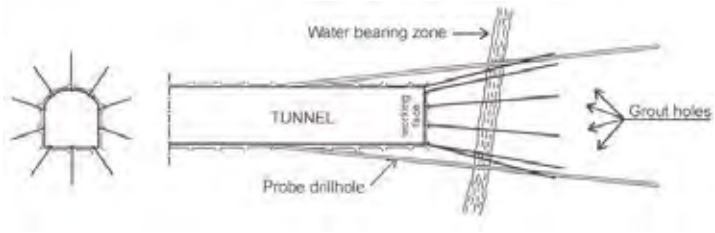


Fig. 3 Principles of probe drilling and pre-grouting. Typical length of probe drilling holes is 25-30 m, and overlap with the previous probe drill round is typically around 5 m.

The most difficult rock mass conditions in many cases occur in the fault zones at the deepest part of the tunnel. Any uncontrolled major water inflow here may have severe consequences. In such sections of the tunnel, core drilling is sometimes used for probe drilling.

In addition to probe drilling, continuous follow-up at the tunnel face by experienced engineering geologists and rock engineers is of great importance. In Norwegian tunnelling this has become more and more realized, and time for such follow up is today included in the contract (as a special item in the contract called "the owner's half hour").

For the more recent projects, MWD (Measurement While Drilling) and DPI (Drill Parameter Interpretation) have been applied for predicting rock mass conditions ahead of the tunnel face, and today this is standard procedure. Three main factors describing the rock mass conditions are normally defined by this approach; rock hardness (strength), degree of fracturing and water conditions (Høien & Nilsen 2014). The potential of MWD/DPI for estimating conditions ahead of the face is illustrated by Fig. 4.

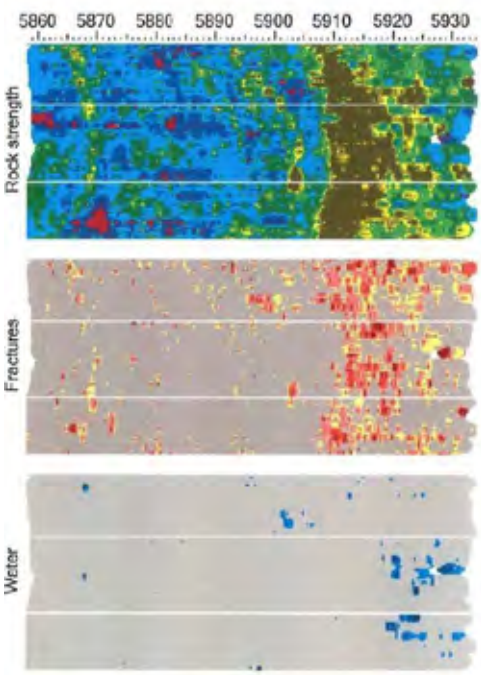


Fig. 4 MWD/DPI-interpretation of rock hardness for section of the karmsund road tunnel (from Moen, 2011). In the upper part, red and blue represent hard, competent rock while yellow and brown represent weak rock, in the middle red and yellow represent high and medium degree of fracturing, respectively, and in the lower part blue represents water inflow.

Use of MWD/DPI has a great potential for predicting rock mass conditions ahead of the tunnel face, and great progress has been made over the last few years on achieving fast data interpretation to allow MWD-data to be actively integrated in the basis for evaluating rock support and water sealing requirement.

3 Excavation, rock support and water control

3.1 Excavation

All Norwegian subsea tunnels so far have been excavated by drilling and blasting, which provides great flexibility for varying rock mass conditions and is cost effective. The 6.8 km North Cape tunnel (completed in 1999) was considered for TBM, but in this case drilling and blasting (D&B) was selected as the preferred method. A main reason for not choosing TBM was that the risks connected to potential water inflow were considered too high. During tunnelling, water inflow was however not a main problem. The main problem turned out to be thinly bedded rock causing stability problems in the D&B drives, which due to the uniform circular profile and less disturbance of the contour by TBM-excavation probably would have been less in a TBM drive.

Also for the very long and deep Rogfast tunnel (27 km/-390 m), which is currently at the early stage of construction (see Section 4.2), excavation by TBM was evaluated during planning and design. It was however concluded that TBM-excavation at such water depth, and with the very difficult rock mass conditions which are expected, would be too risky. Excavation by conventional drill & blast therefore has been selected also for this project. This decision has been supported by research related to a recent PhD-project at NTNU (Dammyr et. al 2018).

Water sealing by pre-grouting is carried out when required according to criteria based on probe drilling. For Norwegian subsea road tunnels today a maximum inflow of 3 l/min for one probe drill

hole and a total of 10 l/min for 4 holes are typical action values for pre-grouting. By applying such criteria, the remaining inflow can be controlled and adapted to preset quantities for economical pumping (normally a maximum of 300 litres/min·km).

Grouting, when required according to probe drilling, is always carried out as pre-grouting in drillholes typically 20-25 m ahead of the face (see Fig. 3), and with 2 blast rounds overlap. This procedure has been successful even in the deepest of the Norwegian subsea tunnels where grouting against water pressures of 2-3 MPa has been efficiently performed with modern packers, pumps and grouting materials. Grouting pressures up to10 MPa are today quite common with modern grouting rigs as shown in Fig. 5.

Fig. 5 Modern rig for high pressure pre-grouting.

In one extreme case, the Oslofjord subsea road tunnel (completed in 2000), where a moraine-filled depression was encountered during tunnelling (similar to the situation in Fig. 2), ground freezing was required for safe excavation through the difficult section. Although preparedness for this option is still sometimes included in the contract, ground freezing is very costly and considered realistic only for very special cases like the one that was encountered at the Oslofjord tunnel.

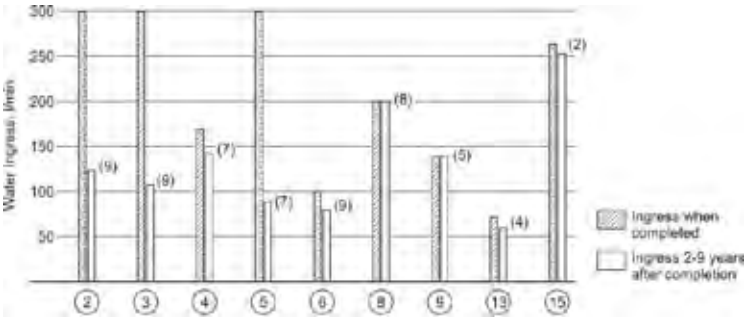


Fig. 6 Development of water ingress with time for a representative selection of Norwegian subsea tunnels. Numbers in brackets indicate number of years since completion (based on Melby et. al 2002).

It has been experienced for many of the completed Norwegian subsea tunnels that the water ingress has decreased considerably with time. In some cases the total water ingress has been reduced by more than 50% in less than 10 years, as illustrated in Fig. 6. This is believed to be caused by sedimentation/ sealing of water conducting discontinuities by particles being washed out from soil on the sea bottom and/or filling in joints. As can be seen from Fig. 6, there is no unambiguous connection since the development depends on many different factors such as the character of sediments on the sea bottom

and in filled joints, water pressure, permeability relationships, etc. Prediction of future ingress development is therefore very difficult.

3.2 Rock support and lining

As rock support in the subsea tunnels, a combination of fibre reinforced sprayed concrete and rock bolting is most commonly used. The sprayed concrete is most commonly applied as minimum 8 cm thick, wet mix, steel-fibre reinforced. The rock bolts have extensive corrosion protection. The preferred bolt type is one providing multiple corrosion protection by hot-dip galvanizing, epoxy coating and cement grout on both sides of a plastic sleeve. In good quality rock, spot bolting may be sufficient, while in poorer quality rock, systematic bolting is used.

In difficult ground conditions spiling bolts are used, often combined with reinforced ribs of sprayed concrete (RRS) as illustrated in Fig. 7. When the conditions are particularly challenging, reduced round length (down to 1-2 m instead of the conventional 5 used in good rock) and stepwise excavation of the face are applied. The trend today is that RRS (sometimes supplemented with concrete invert) are used in poor rock conditions instead of concrete lining.

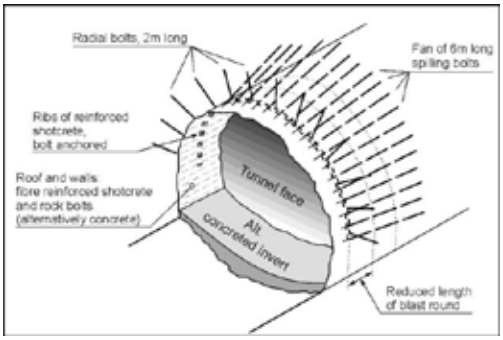


Fig. 7 Principle for excavation through poor stability weakness zones based on short round lengths, spiling and reinforced ribs of sprayed concrete (based on Holter et al., 1996).

Reinforced ribs of sprayed concrete have been used with good results in many Norwegian subsea tunnels, including situations with active swelling clay (smectite). No cases of instability have been experienced where such support has been used. Instrumentation of RRS-support in a major weakness zone with smectite (swelling pressure 0.2 MPa) at the Finnfast subsea tunnel showed very small deformations and pressure on the ribs (Grimstad et al. 2008). This, combined with other monitoring results and numerical analysis (Mao et al. 2011, Høien and Nilsen 2019), indicates that such zones are often excessively supported.

Fig. 8 Cast in place concrete lining installed at difficult section of the Atlantic Ocean tunnel.

In very poor quality rock mass, cast-in-place concrete is however still in some cases required as final lining, and in some such cases the lining is installed at the face as illustrated in Fig. 8. In a few extreme cases, mainly when swelling clay has been the main challenge, it has been necessary to use lining also in the invert.

All rock support structures are drained, whether they are made of cast-in-place concrete lining, shotcrete ribs or shotcrete/rock bolting, and during operation leakage water is continuously pumped out of the tunnel. The basic principle for stability support (in good/fair quality rock) and final lining for preventing water from dripping on the tunnel floor is shown in Fig. 9.

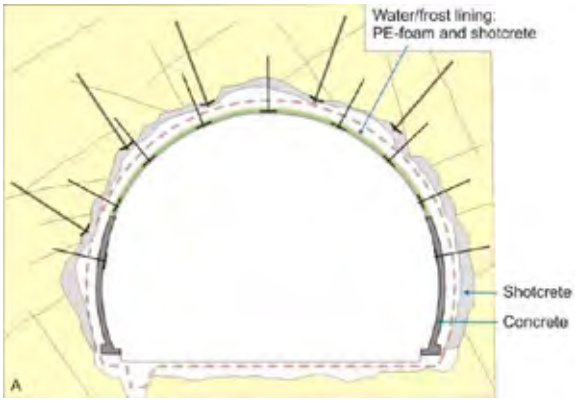


Fig. 9 Principle sketch of inner water/frost lining commonly used in Norwegian road tunnels.

4 Case examples

4.1 Recently completed tunnels

To illustrate challenges related to Norwegian subsea tunnelling, and the way problems have been solved, two relevant, recent cases will be briefly discussed; the Atlantic Ocean tunnel and the Karmsund tunnel ("T-connection").

4.1.1 The Atlantic Ocean tunnel

The Atlantic Ocean tunnel, located on the central west coast of Norway, is a 5.7 km long subsea tunnel with excavated cross section of approx. 85 m^2. The bedrock is Precambrian granitic gneiss of mainly good quality. The tunnel was opened for traffic in 2009. A longitudinal profile of the tunnel is shown in Fig. 10.

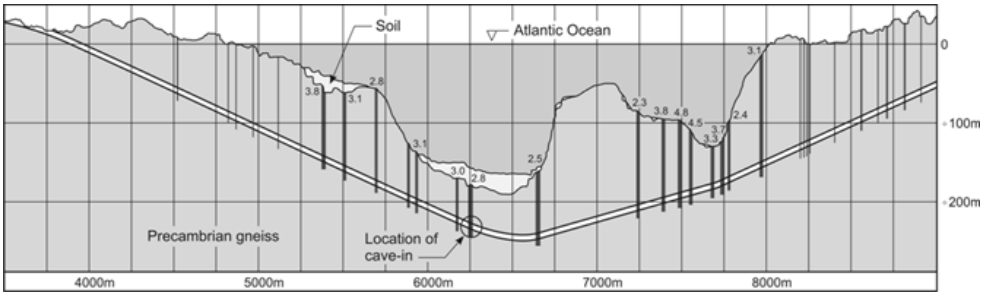


Fig. 10 Longitudinal profile of the Atlantic Ocean tunnel (with west to the left). Assumed weakness zones/ seismic low velocity zones (with velocity in km/s) are indicated by vertical lines. Vertical scale is meter below sea level and hoizontal scale is Station number in meters (modified after Karlsson, 2008).

The traditional pre-construction investigations for this type of project were carried out, including reflection and refraction seismic investigations. Based on the latter, several low velocity zones, representing faults/weakness zones under water, were detected. Near the bottom of the planned tunnel, zones with seismic velocities as low as 2,500 and 2,800 m/s were identified as shown in Fig. 10. Based on overall evaluation of the conditions, a minimum rock cover of 45 m was accepted, but it was realized that several of the low velocity zones under sea could be challenging, and this was taken into account in the planning of excavation and rock support.

From the west, before entering a major zone at Station 6242, several nearby fault zones with seismic velocity down to 2.8-3.1 km/s, and even down to 2.4 km/s from the east side, had been crossed without major problems. These zones contained crushed rock and clay gouge, but very little water. Probe drilling indicated poor quality rock in the 2.8 km/s zone at St. 6242, but little water inflow. Similar rock mass conditions as in the previous faults/weakness zones were therefore expected. As extra precaution, the great water depth and limited rock cover taken into consideration, grouting was carried out in order to seal joints and possibly also stabilize the zone material. After that excavation was started with reduced round length (3 m), concrete spraying, systematic radial bolting and installation of 6 m long spiling bolts.

The weakness zone proved to be of very poor quality, and after blasting the reduced round length there was a tendency of small pieces of rock to fall down between spiling bolts. Attempts to stop this by applying sprayed concrete were unsuccessful, and after a few hours a 5-6 m high cave-in of the roof had developed, covering the full tunnel width and the 3 m round length. Based on holes drilled later it was found likely that the cave-in progressed about 10 m above the tunnel roof, as illustrated in Fig. 11.

In order to stabilize the tunnel, excavated material was filled up against the tunnel face and a more than 10 m long concrete plug was established to seal the tunnel. Probe drilling indicated considerable water leakage, and extensive grouting of the backfill material and the surrounding rock past the slide scar was therefore performed. Careful excavation through the concrete plug was then done, based on spiling with drillable rock bolts, careful blasting/scaling with reduced round lengths, concrete spraying/radial bolting and RRS. The tunnel face was re-established after 5.5 weeks at the same position as it was before the cave-in. Core drilling through the weakness zone from this position showed that the zone was more than 25 m wide and had considerable water leakage.

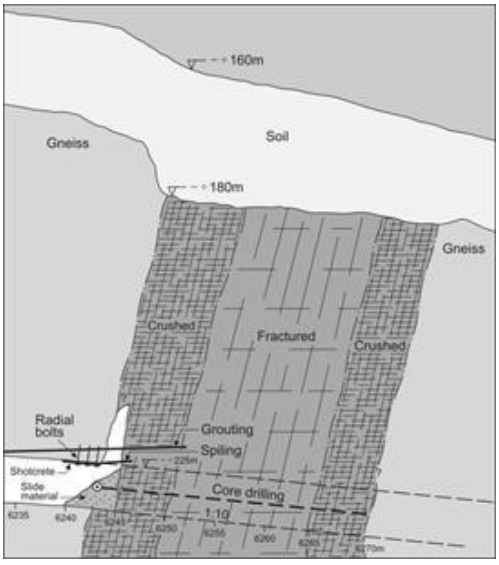


Fig. 11 Challenging weakness zone 225m below sea level at the Atlantic Ocean tunnel.

Further tunnelling was carried out based on a procedure with extensive pre-grouting, spiling, excavation with reduced round lengths/piece by piece, concrete spraying/radial bolting and RRS-installation. Support of the tunnel face as illustrated in Fig. 12 was also required. The process was very time consuming due to extensive water leakages (up to 500 l/min in one single drill hole) at very high pressure (up to 23 bar). Tunnelling was continued approx. 20 m from the west side, and this position was reached about 10 months after the date of the cave in. The rest of the fault zone was excavated from the east side based on a similar procedure as described above. As permanent support in the central zone a full concrete lining, including heavily reinforced invert lining, was established (see Fig. 8).

Fig. 12 Excavation through the main weakness zone at the Atlantic Ocean tunnel with reinforced shotcrete and rock bolting also at the face.

More than 1000 tons of grout (mainly micro, but also standard cement and polyurethane) was needed to seal the leakages of the approximately 25 m wide fault/weakness zone. After completion of the tunnel in December 2009, the total leakage was only about 500 l/min, which can be characterized as quite low for this type of project.

4.1.2 The Karmsund tunnel

The Karmsund tunnel (also referred to as the "T-connection") represents a part of the main coastal road between Haugesund and Stavanger on the SW coast of Norway (see Fig. 15). The main tunnel is 7.2 km long with 70 m^2 cross sectional area (profile T9.5). In addition, the project includes a 1.2 km long branch tunnel from an underground roundabout, see Fig. 13. The deepest points below the two fjords are 139 m and 136 m, respectively. The tunnels were excavated in 2009-2011, and the project opened for traffic in 2013.

Early in the 1980s, tunnels for a gas pipeline (Statpipe) were excavated parallel with the Karmsund tunnel only 1 km further to the south. The results from the investigations performed for these gas pipeline tunnels, and the experience from excavation, provided very valuable information for planning of the Karmsund tunnel, particularly for the deepest sections with expected very poor and problematic ground conditions. Because of the very difficult ground conditions encountered in the Statpipe tunnels, and since no core drilling was carried out at the pre-construction stage for the Karmsund tunnel, exploratory core drilling ahead of the tunnel face was performed almost for the entire tunnel length. No significant water inflows were encountered, and the extent of pre-grouting therefore was moderate.

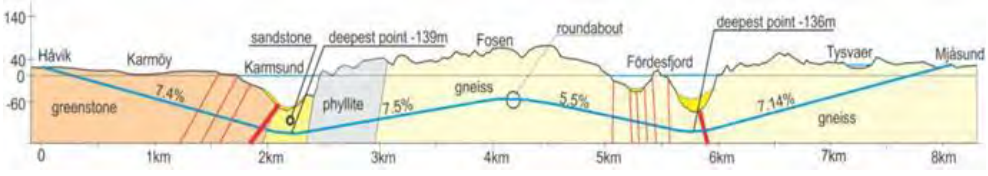


Fig. 13 Longitudinal profile with geology of the Karmsund subsea tunnel. Steep lines from top of bedrock indicate the main weakness zones encountered during tunnelling (from Nilsen & Palmstrøm, 2013).

As shown by Fig. 13, the Karmsund tunnel was excavated in greenstone/ greenshist, sandstone, phyllite and gneiss. The degree of jointing was mainly moderate. There were, however, many minor weakness zones (fault and shears) and also some major. Still, the Karmsund tunnel encountered less difficult rock conditions than the nearby gas pipeline tunnel.

Two large weakness zones (thickest red lines in the profile in Fig. 13) represented the most challenging tunnelling conditions. Here, the blast round length was reduced from 5 to 3.5 m, and 6-8 m long spiling bolts with 3 m overlap were installed in roof and walls before blasting, see Fig. 14. Thick fibre reinforced sprayed concrete with rebar reinforced arches and rock bolts were used for temporary and permanent support.

Fig. 14. Spiling bolts and ribs of reinforced sprayed concrete (RRS) under installation in poor quality rock mass requiring sprayed concrete and bolting also at the face, like some sections of the Karmsund tunnel. Detail from left wall to the right.

4.2 New projects

Several new, long and deep subsea tunnel projects are under construction or planned to be built in Norway in the near future. Two of these are located very close to the location of the Karmsund tunnel, see Fig. 15.

The Ryfast project is located only about 20 km SE of the Karmsund tunnel. This project includes two tunnels; the Ryfylke tunnel and the Hundvåg tunnel, both with two tubes 12 m apart. Each tube has a span of 9 m (70m^2 cross section) and cross passages for every 250 m. The 14 km long Ryfylke tunnel descends down to 290 m below sea level and was opened in December 2019. It passes through various gneisses, intersected by several major weakness zones. The rock mass conditions however turned out to be less difficult than what could in worst case be expected, and the tunnel was completed without major incidents related to stability. The same was the case for the 5.5 km long Hundvåg tunnel, which is scheduled to be opened in March 2020. The Hundvåg tunnel has mainly phyllite at the southern part, and gneiss in the northern. The total cost for the Ryfast project is estimated to approx. 6,400 mill. NOK.

Rogfast, also with two separate tubes, each with two lanes, is at an early stage of construction (adits to the main tubes completed) about 10-20 km S of the Karmsund tunnel. Each tube will be about 26.7 km long and go down to a deepest level of about 390 m below sea level. The project is planned with connection approximately midway to the island Kvitsøy, see Fig. 15. The structural geology of the project area is very complex, with several major faults and thrust zones, and with phyllite as predominant rock type in south, gabbro and greenstone in the middle and gneiss in north. Ground investigation have been particularly challenging because of the long sections under open, deep sea.

Fig. 15 Locations of the T-connection project (including the Karmsund tunnel, completed), Ryfast (at final stage of construction) and Rogfast (at early stage of construction, adits completed).

Fig. 16 Example of poor-quality rock mass from core drilling at Rogfast (black, thin sections are tubes representing core loss).

The conditions for Rogfast are expected to be very challenging, with several poor-quality weakness zones as illustrated by the drill cores in Fig. 16. Extensive investigations have been performed, including directional core drilling from drill ships at sea depths of up to 290 m. The cost of Rogfast is estimated to approx.18,200 mill. NOK, and after delay due to contractual issues the excavation of the main tubes is now expected to start in late 2020.

5 Concluding remarks

This review of Norwegian projects illustrates that during excavation of subsea tunnels, even in hard rock, very challenging conditions are often encountered. The most difficult conditions are represented by major faults and weakness zones, particularly if/when sections of very poor rock mass quality also have large water inflow. Even in such cases, the Norwegian projects have demonstrated that with the technologies regarding pre-grouting, tunnelling and rock support which are available today, such challenges may be successfully coped with. If properly planned, designed and performed a leaner, faster and more cost-effective alternative to full concrete lining, consisting of ribs of reinforced

sprayed concrete, can in many cases be used as permanent support also in sections of poor quality rock.

For any subsea tunnel project extensive, well planned and professionally performed pre-construction investigations, continuous investigation during tunnelling, appropriate procedures for excavation/rock support and high state of readiness are crucial. This applies even more for very challenging subsea tunnel projects like Rogfast. The long experience from the many completed subsea tunnels in Norway, and particularly the lessons learned from projects such as the Atlantic Ocean tunnel, the Karmsund tunnel, Ryfast and others, undoubtedly will be of great value for the planning and safe completion of this project.

References

Dammyr Ø, Nilsen B, Gollegger J (2017) Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep Norwegian subsea tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier, 69:133-146.

Grimstad Ø, Turnbridge L, Bhasin R, Aarset A (2008) Measurement of forces in reinforced ribs of sprayed concrete. Proc. 5th Int. Symp. on Sprayed concrete, Lillehammer.

Holter KG, Johansen ED, Hægrenæs (1996) Tunnelling through a sandzone. Ground treatment experiences from the Bjorøy Subsea Road tunnel. Proc. ITA World Tunnel Congress/North American tunneling ’96.

Høien A, Nilsen B (2014) Rock mass grouting in the Løren road tunnel: Case study with main focus on groutability and feasibility of drill parameter interpretation. Rock Mechanics and Rock Engineering, Springer, 47:967-983.

Høien A, Nilsen B (2019) Analysis of the stabilizing effect of ribs of reinforced sprayed concrete (RRS) in the Løren road tunnel. Bull. Of Engineering geology and the Environment, Springer, 78:1777-1793.

Karlsson KI (2011). Highway 64, the Atlantic Ocean tunnel, leakage zone 230m below sea level. Proc. Norwegian Tunnelling Conf., Oslo 2008. Norwegian Tunnelling Society (NFF), Oslo, pp. 11.1-11.16 (in Norwegian).

Mao D, Nilsen B, Lu M (2011) Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier, 26:472-480.

Melby K, Øvstedal E, Amundsen FH, Ranes G (2002). Subsea tunnels in Norway. Directorate of Public Roads, Publ. No. 98, 30p.

Moen PA (2011) Rockma – use of MWD as tool in tunnel production. Norwegian Public Roads Administration, Memo, 3 p (in Norwegian).

NFF (2008) Heavy rock support of underground excavations. NFF-Handbook No. 5, Norwegian Tunnelling Society (NFF), 72 p (in Norwegian).

NFF (2009) Subsea tunnels. NFF-Publication No. 18, Norwegian Tunnelling Society (NFF), 107 p.

Nilsen B, Henning J.E. (2009): Thirty years of experience with subsea tunnels. Proc. 5th Int. Symp. Strait Crossings 2009. Trondheim, Norway, pp 35-44.

Nilsen B, Palmstrøm A. (2013) Methodology for predicting and handling challenging rock conditions in hard rock subsea tunnels. Proc. 6th Int. Symp. on Strait Crossings, Bergen 2013.

Nilsen B (2014) Characteristics of water ingress in Norwegian subsea tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering, Springer, 47:933-945.

Palmstrøm A, Nilsen B, Pedersen KB, Grundt L. (2003) Proper extent of site investigations for underground excavations. Report R&D project “Tunnels for the citizens”. Directorate of Public Roads, Publ, No. 101 (in Norwegian), 116p.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

METODE FOR KARTLEGGING AV OMRÅDER MED KRITISKE GRUNNFORHOLD

Method for mapping of areas with critical ground conditions

Eivind Schnell Juvik[1], Guro Skogen Grøndalen[1], Samson Abate Degago[1], Hanne Bratlie Ottesen[1], Øyvind Skeie Hellum[1], Jens Kveli[1]

[1]Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Håndtering og utredning av naturfarer foregår vanligvis i dag i forbindelse med byggesaker eller planarbeid. Kartlegging, utredninger og sikring av kvikkleiresoner skjer som følge av at noen skal bygge noe, og gjennom det må forholde seg til faren som er der. NVE finansierer også utredninger og sikring av områder med kvikkleire uavhengig av byggeprosjekter, og er dermed et unntak til dette. Videre fører skredhendelser til utredninger og sikring av kvikkleireområder. Statens vegvesen har gått igjennom arkivene med geotekniske undersøkelser og digitalisert alle kjente forekomster av kvikkleire. Disse kan sees i NVE Temakart som «Statens vegvesen Kvikkleireområder». I etterkant av skredet på Gjerdrum i 2020 har Statens vegvesen iverksatt et arbeid for å jobbe proaktivt med vurderinger og sikring av kvikkleireområder tilknyttet vegnettet. Det er utarbeidet en ny arbeidsmetodikk som baserer seg på elementer fra NVEs rapport om faregradsklassifisering av kvikkleiresoner. Metoden henter også inspirasjon fra canadisk praksis med mer fokus på kvalitative vurderinger av farene, og mindre fokus på kvantitative vurderinger som stabilitetsberegninger. Sentralt i metodikken er å vektlegge utløsende årsaker til kvikkleireskred, og vurdere i hvor stor grad de er til stede i et område med kvikkleire. Faktorene som undersøkes er først og fremst pågående erosjon, skredaktivitet, skråningshelning og høydeforskjeller. GIS-analyser brukes som et verktøy til å få en oversikt over disse faktorene i de mange tusen kvikkleireområdene i Norge. Dette vil igjen hjelpe oss i prioriteringen av hvilke områder man bør kartlegge, vurdere og eventuelt sikre først. Den nye tilnærmingen er utprøvd i en pilotstudie, og ser foreløpig ut til å egne seg godt med muligheter for ytterligere bruksområder. Statens vegvesen samarbeider med andre etater om videreutvikling av tilnærmingen.

SUMMARY

In current practice, handling of risk associated with quick slides usually takes place in connection with construction activities or land-use planning. Exception to this is the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) which carries out hazard mapping, assessment, and risk management irrespective of construction activities. In addition to this, NVE is assigned with the responsibility of dealing with and managing quick clay slides. The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) has identified and mapped several quick clay areas discovered in relation to construction of roads and bridges. These areas are incorporated in NVE Temakart as «Statens vegvesen Kvikkleireområder». In the aftermath of the 2020 Gjerdrum quick clay slide, NPRA initiated a project to proactively work with assessments and mitigation of quick clay areas that could potentially affect roads and bridges. A new working methodology has been developed based on elements taken from the hazard classification of quick clay zones. The method draws inspiration from an approach adopted by Ministry of Transport in Quebec

(MTQ), Canada. In this approach more emphasis is given to qualitative assessments of slope stability aspects than the quantitative methods such as stability calculations. Central to the methodology is to emphasize on the triggering causes of quick clay landslides and assess the extent to which they are present in an area with quick clay. The primary governing factors in this approach are to look for possibility of active erosion, earlier landslide activity, slope geometry (height and angle). NVE has also established procedure for hazard assessment of quick clays. This procedure is implemented in a GIS tool to enable a systematic study of thousands of mapped quick clay areas in Norway. With this approach, it is possible to quickly identify and prioritize areas that need immediate intervention based on the established criteria for identifying critical conditions. The approach is illustrated with a pilot case and it has shown to be promising with a potential for wider applications. NPRA is cooperating with other stakeholders in Norway to take this approach forward for wider use.

BAKGRUNN

Håndtering og utredning av naturfarer foregår vanligvis i forbindelse med byggesaker eller planarbeid. Kartlegging, utredninger og sikring av områder med kvikkleire i grunnen skjer som følge av at noen skal bygge noe, og må derfor forholde seg til faren som er der. NVE finansierer imidlertid utredninger og sikring av områder med kvikkleire uavhengig av byggeprosjekter og er dermed et unntak til dette. Videre fører også skredhendelser til utredninger og sikring av kvikkleireområder.

I etterkant av skredet på Gjerdrum i desember 2020 har Statens vegvesen iverksatt et arbeid for å jobbe proaktivt med vurderinger og sikring av kvikkleireområder tilknyttet vegnettet. I møter med Vegdirektøren og ledelsen i Drift- og vedlikeholdsdivisjonen i januar 2021 ble det besluttet å nedsette en arbeidsgruppe som skal jobbe nærmere med dette.

En del av arbeidet til gruppa har vært å skissere en ny metodikk for kartlegging og vurdering av områder med kritiske grunnforhold. I denne sammenhengen er kritiske grunnforhold definert til å være områder med kvikkleire eller sprøbruddmateriale i grunnen. Metodikken presenteres i denne artikkelen.

Det øvrige arbeidet har bestått av å videreutvikle en tidligere utarbeidet oversikt over kjente kvikkleireforekomster langs vegnettet. En oversikt over veger i kvikkleireområder er presentert i interaktive kart. Det er igangsatt en systematisk gjennomgang av Statens vegvesens kvikkleireområder, der områdene som oppfyller de topografiske kriteriene til å bli en faresone etter NVE (2020a) blir klassifisert og meldt inn som faresoner. Arbeidsgruppa har sett på status for hvordan Statens vegvesen håndterer kvikkleireproblematikk i planlegging, bygging og drift, samt foreslått forbedringer. Hele arbeidet er under publisering i Statens vegvesen (2021).

INNLEDNING

Mange av skredhendelsene i nyere tid har vært en påminner om at mennesker, bebyggelse og infrastruktur kan rammes hardt når et kvikkleireskred først inntreffer. Sammenlignet med andre naturfarer som for eksempel snøskred, jordskred og steinsprang, kan et kvikkleireskred få enorme konsekvenser og påvirke store deler av samfunnet. Arbeidsgruppa mener derfor vi bør tilnærme oss problemstillingen på en annen måte enn det som er normen i dag. I tillegg til å kartlegge og vurdere et kvikkleireområde når man jobber med for eksempel vedlikehold, reguleringsplan eller byggesak, bør Statens vegvesen også jobbe proaktivt og se mer helhetlig på alle vegstrekninger i og nær kvikkleireområder, uavhengig av planprosesser og byggeprosjekter. Siden kvikkleireskred kan ramme mange samfunnsområder, bør Statens

vegvesen samarbeide med andre aktører, som NVE, Bane NOR, Statsbygg, NGU, Nye Veier, kommuner og fylkeskommuner, for å jobbe med problemstillingen i en større sammenheng der infrastruktur og bebyggelse vurderes under ett.

Arbeidsgruppa foreslår en annen tilnærming til problemstillingen enn det som er vanlig i Statens vegvesen i dag. Arbeidsmetodikken som beskrives her henter inspirasjon fra canadisk praksis. Det er en pragmatisk tilnærming med mer fokus på kvalitative vurderinger av farene, og mindre fokus på kvantitative vurderinger som stabilitetsberegninger (Lefebvre et al., 2008). Sentralt i metodikken er å vektlegge utløsende årsaker til kvikkleireskred, og vurdere i hvor stor grad de er til stede i et område med kvikkleire. Metodikken er spesielt egnet som en proaktiv tilnærming for å vurdere risiko i kvikkleireområder

Målet er at tilnærmingen vil bidra til at håndtering av kvikkleireproblematikk i større grad kan systematiseres, forenkles og effektiviseres. Dette vil kunne hjelpe oss i prioriteringen av hvilke områder man bør kartlegge, vurdere og eventuelt sikre først.

CANADISK PRAKSIS

De østlige delene av Canada har store avsetninger med kvikk og sensitiv leire, på lik linje med det vi finner i Norge. I følge Lefebvre et al. (2008) har det gjentatte ganger skjedd katastrofale skredhendelser i provinsen Québec. Deres erfaring er at det, avhengig av hvilke personer og firma som har utført jobben, har vært stor variasjon i hvordan geotekniske undersøkelser utføres, i stabilitetsvurderinger og i konklusjonene som leveres. Av den grunn har myndighetene i Quebec laget en manual for evaluering av skråningsstabilitet i leiravsetninger med fokus på kvalitative vurderinger. Metoden og utviklet basert på en systematisk studie av tidligere skred hendelser i Canada (se også Demers et al., 2014; Potvin et al., 2014).

Metodikken er bygd opp slik at det, i de fleste tilfeller, vil være tilstrekkelig med en kvalitativ vurdering av skråningsstabiliteten, basert på eksisterende tilgjengelig informasjon (eksempelvis kvikkleirekart, flyfoto og grunnundersøkelser) og feltobservasjoner, uten at det er behov for beregning av sikkerhetsfaktorer. Ekspertgruppen som utarbeidet manualen, observerte at en kvalitativ vurdering av skråningsstabiliteten er mindre utsatt for subjektive variasjoner, enn valgene som må gjøres av inngangsparametere i en numerisk stabilitetsberegning. (Lefebvre et al., 2008)

Metodikk for vurdering av skråningsstabilitet

Flytskjemaet i Figur 1 er hentet fra Lefebvre et al. (2008), og beskriver gangen i vurderingene av skråningsstabilitet. Disse retningslinjene er laget for vurderinger av faren for rotasjonsskred, og tar ikke for seg muligheten for en påfølgende retrogressiv bruddutvikling.

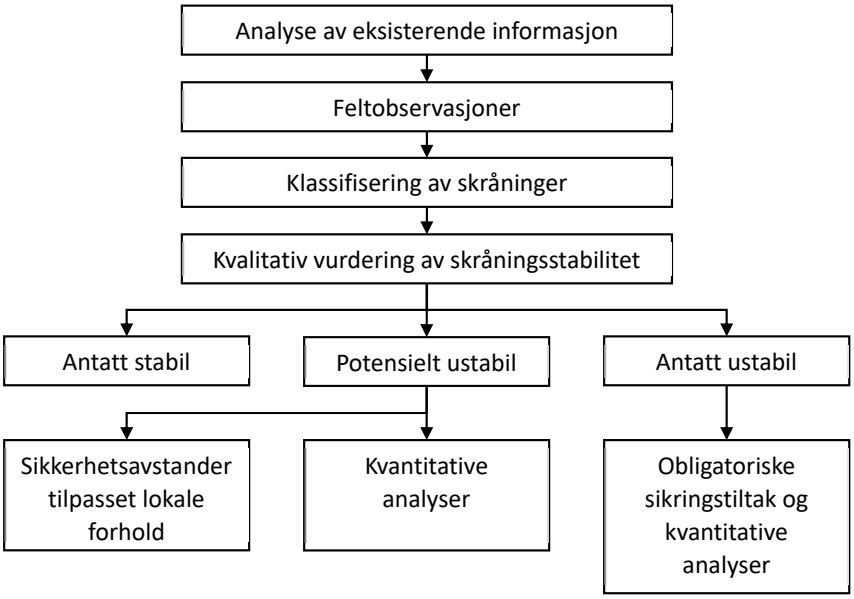
Ifølge metodikken bruker man først eksisterende tilgjengelig informasjon, samt feltobservasjoner som bakgrunnsinformasjon til å klassifisere skråningene og gjøre en kvalitativ vurdering av stabiliteten.

Stabilitetsindekser

Lefebvre et al. (2008) beskriver at første steg i evalueringen er vurdering av parametere som regnes som signifikante for stabiliteten. Disse parameterne er nevnt nedenfor med en kort beskrivelse av dem.

<u>Endring i skråningsgeometri</u>

Skråninger som ikke har opplevd endringer i geometrien på lang tid (minimum noen århundrer),



Figur 1: Flytdiagram som beskriver den canadiske metodikken for vurdering av faren for rotasjonsskred (Lefebvre et al., 2008).

anses for å ha blitt testet under de verste forholdene med tanke på værforhold og grunnvannsnivå. Slike skråninger antas å være stabile.

Skredaktivitet
Dersom det ikke tidligere har vært skredaktivitet i nærliggende skråninger, anser man at området generelt ikke er særlig utsatt for skred.

Geometriske forhold i nærliggende skråninger
Dersom skråningen som undersøkes har lavere høydeforskjell og er slakere enn nærliggende skråninger, som igjen ikke har vært utsatt for tidligere skredaktivitet, antas skråningen å ha høyere sikkerhetsmargin mot utglidninger enn sine naboer. Dette er gitt at andre forhold er like.

Stadie i dannelse av dalen
En elv som har erodert seg igjennom leiravsetningene og renner på berggrunnen, fører til at grunnvannstrømmer i underliggende morene og berggrunn fritt kan strømme ut i elva. Det er gunstig for grunnvannsforholdene i leiravsetningen når grunnvann kan drenere ut i bunn av avsetningen. Slike forhold er gunstig for stabiliteten til nærliggende leirskråninger.

Skråningshelning
Erfaringer i provinsen Quebec er at leirskråninger med skråningshelning slakere enn 1:3 generelt er ansett som stabile. Dette vil variere fra sted til sted, og er ikke nødvendigvis direkte overførbart til andre områder.

Erosjonsaktivitet
Hvorvidt en skråning er utsatt for erosjon i foten, avhenger av skråningens plassering i forhold til elven og retningen på strømmen i elva. Skråninger som befinner seg langt unna elver og bekker, eller ligger høyere enn høyeste vannstand i elva, er lite utsatt for å endre geometri over

tid. I skråninger der foten er utsatt for erosjon, svekkes stabiliteten gradvis over tid og de vil til slutt rase ut.

Kvalitativ vurdering av stabilitet
Ifølge Lefebvre et al. (2008) er skråningsgeometrien (uavhengig om den er i endring eller ikke) benyttet som en basis for å klassifisere skråningene med tanke på stabilitet. De øvrige parameterne anses som tilleggsinformasjon. Skråningene deles inn i tre hovedgrupper.

Skråninger uten endring i geometri
Skråninger som *ikke har opplevd endringer i geometrien på lang tid*, og ikke har andre tegn på ustabilitet, anses som stabile. Det begrunnes med at de har vært testet under de verst tenkelige værforhold og grunnvannsforhold i bakken. Sannsynligheten for rotasjonsskred i slike skråninger vurderes til å være svært lav. Denne kategorien inkluderer alle skråninger som ikke er utsatt for erosjon. Det bemerkes imidlertid at det kan være fare for overflateutglidninger i slike skråninger.

Skråninger i endring
Skråninger som er *utsatt for erosjon*, kan utvikle en geometri over tid som kan være kritisk med tanke på stabiliteten. Slike skråninger deles igjen inn i underkategorier, avhengig av hvor aktiv erosjonen er i skråningsfoten og hvordan det påvirker stabiliteten. En skråning med aktiv erosjon i foten og som ligger i et område med spor etter skredaktivitet, antas å være ustabil. En skråning som ikke har tydelige tegn på erosjon og ligger i et område uten tegn til skredaktivitet, anses som potensielt ustabil.

Skråninger med modifisert geometri
Skråninger som har vært *utsatt for menneskelige inngrep* og har fått modifisert geometri vurderes ut ifra endringene som er gjort. Noen skråninger får redusert stabilitet ved at det legges ut fyllinger på toppen og/eller at det graves ut skjæringer i foten. Slike skråninger anses å ikke ha vært utsatt for de verst tenkelige værforhold og grunnvannsforhold enda. Dermed antas de å være potensielt ustabile.

Innad i hver gruppe vil det altså være skråninger med ulike stabilitetsforhold. De kan være antatt stabile, potensielt ustabile og antatt ustabile. Se flytskjemaet i Figur 1.

Ut ifra stabilitetsforholdene er det i metodikken definert hvilke tiltak som må iverksettes. Legg merke til at for skråninger som kvalitativt vurderes til å være potensielt ustabile eller antatt ustabile, kan det være nødvendig med kvantitative vurderinger ved hjelp av stabilitetsberegninger.

BESKRIVELSE AV NY TILNÆRMING

Tilnærmingen til problematikken rundt kvikkleire som foreslås her, er en annen enn det som er vanlig praksis i Statens vegvesen i dag. Den bruker elementer fra canadisk praksis og elementer fra faregradsklassifisering av kvikkleiresoner som er beskrevet i NVE (2020a).

Statens vegvesen har i forbindelse med utbygging og drift av vegnettet identifisert mange kvikkleireforekomster. Disse er digitalisert og kan sees blant annet i NVE Temakart som «Statens vegvesen Kvikkleireområder». Statens vegvesen har også laget en egen kartløsning for å synliggjøre hvilke vegstrekninger som er i berøring med kvikkleire og sprøbruddmateriale. Se Figur 2. Områdene er ikke kvikkleiresoner utredet etter NVE (2020a), men en skravering av arealer der Statens vegvesen har påtruffet kvikkleire eller sprøbruddmateriale i tidligere

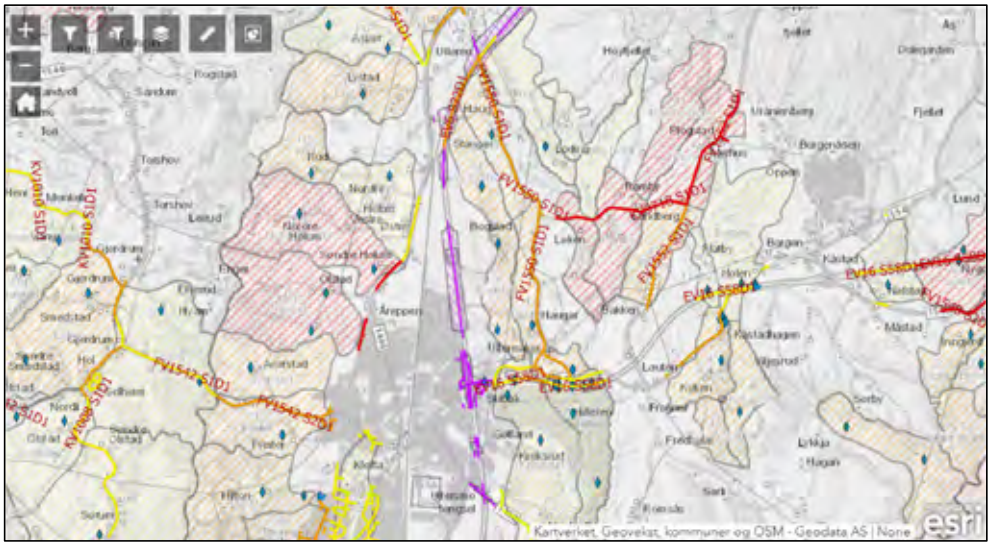
geotekniske undersøkelser. Selv om disse områdene ikke tilfredsstiller de topografiske kravene til å bli en faresone, kan de likevel være en utfordring eller fare for eksisterende vegnett eller bygging av ny veg.

Arbeidsgruppa ønsker at Statens vegvesen skal jobbe proaktivt med vegstrekninger i berøring med kvikkleire. Gruppa foreslår en tilnærming der man ser mer helhetlig på alle strekninger som går igjennom områder med kvikkleire. Hensikten er å finne ut hvor situasjonen er mest kritisk og deretter sette inn ressurser der. Da kan man jobbe seg igjennom vegnettet på en systematisk måte, ved å vurdere de mest kritiske områdene først og så fortsetter nedover på lista etter hvert som arbeidet går framover.

På denne måten håper arbeidsgruppa å unngå at Statens vegvesen utreder og sikrer kvikkleireområder i forbindelse med bygging eller vedlikehold av veg, samtidig som de tilstøtende områdene kan være labile og ha svært lave sikkerhetsmarginer mot kvikkleireskred. Noe som igjen kan ramme infrastruktur og bebyggelse. Det er viktig å understreke at den nye tilnærmingen bør være et supplement til, og ikke erstatte, utredninger som gjøres etter NVE (2020b) i forbindelse med planprosesser og byggesaker.

Sentralt i tilnærmingen er å vektlegge utløsende årsaker til kvikkleireskred og lokalisere de områdene der sikkerhetsmarginene mot skred er lavest. Det skal være en praktisk tilnærming med mer observasjon og mindre beregninger. Hypotesen er at dersom vi fokuserer på å eliminere de utløsende årsakene til kvikkleireskred, vil vi kunne redusere risikoen for katastrofale kvikkleireskred betraktelig.

Faktorene som undersøkes er først og fremst pågående erosjon, endringer i skråningsgeometri og topografiske faktorer (skråningshelning og høydeforskjeller). GIS-analyser brukes som et verktøy til å få en oversikt over disse faktorene i de mange tusen kvikkleireområdene i Norge.



Figur 2: Utklipp fra kartløsning som framhever vegstrekninger som er i berøring med kvikkleireforekomster. Her vises hvordan informasjonen fra «Statens vegvesens Kvikkleireområder» (lilla farge) utfyller informasjonen fra NVEs faresoner. Vegene er gitt farge etter faregraden i faresonen de er i berøring med (rød, oransje og gul) eller lilla dersom det er et SVV-område.

Ved hjelp av GIS er vi i stand til å analysere store områder på en objektiv måte og på relativ kort tid. Dette vil igjen hjelpe oss i prioriteringen av hvilke områder man bør kartlegge, vurdere og eventuelt sikre først.

Artikkelen går ikke inn på hvilke tiltak som må iverksettes ut ifra aksjonene som foreslås. Det vil avhenge av problemstillingen og sikkerhetsmarginen i skråningene. Det er opp til geoteknikerne som vurderer en skråning å planlegge og prosjektere adekvate tiltak.

Arbeidsgruppa er åpen for at det også kan være andre parametere som bør vurderes på lik linje med de som nevnes her.

Erosjon
Tilstedeværelsen av elver eller bekker som renner i nærheten av skråninger kan være negativt for stabiliteten. Dersom en elv eroderer i foten av en skråning, vil det endre geometrien til skråningen over tid og sikkerhetsmarginene mot skred blir lavere og lavere. Til slutt vil marginene være så små at erosjonen i seg selv kan bli den direkte årsaken til at et skred løsner, eller at endringer i poretrykket i grunnen utløser skredet.

Av den grunn er det veldig viktig å ha kontroll på erosjonsforholdene i et kvikkleireområde. Ved å sikre elver og bekker mot erosjon vil man redusere risikoen for skredhendelser betraktelig. Det kan fortsatt hende at ytterligere tiltak er nødvendig for å øke sikkerhetsmarginen i en skråning til akseptabelt nivå, men ved å hindre erosjon gjør man mye for stabiliteten i området.

For å få en fullverdig oversikt over erosjonsforholdene langs et vassdrag er man avhengig av å være ute på befaringer og kartlegge tilstanden visuelt. Det er et veldig tidkrevende arbeid med tanke på hvor mange kilometer med elver og bekker i kvikkleireområder som må gjennomgås. Det finnes imidlertid andre metoder som kan gi en overordnet oversikt, som igjen kan brukes til å planlegge feltarbeid.

En metode er å bruke *informasjonen om erosjonsforhold som samles inn i forbindelse med evaluering av faregrad* etter NVE (2020a). Sonene får en score fra 0 til 3 avhengig av om det er Ingen, Litt, Noe eller Kraftig erosjon i området. Ved å lage kartpresentasjoner der man visualiserer erosjons-scoren i faresonene med ulike farger, kan man få en oversikt over erosjonsforholdene i et større område.

NVE påpeker imidlertid at det er svakheter i databasen med faresoner. Det er variabel kvalitet på vurderingene av erosjon. I mange soner er det gjort antakelser på erosjonsaktiviteten i området uten at man har vært ute på befaring. I andre soner kan det være lenge siden vurderingene er gjort. Det betyr at erosjonsforholdene kan ha endret seg med tiden uten at det er fanget opp. (NVE, muntlig kommunikasjon)

En annen metode er å gjøre *GIS-analyser* der man ser på forskjeller i terrengmodeller fra ulike år. Dersom man har slikt tilgjengelig i et område kan man, ut ifra analysene, se hvordan terrenget har endret seg over tid. Man kan altså få informasjon om hvor aktiv erosjonen er, ved å studere endringer i terrenget langs et vassdrag.

En tredje metode er *innhenting av informasjon* fra grunneiere og lokalkjente i områdene.

En sammenstilling av informasjon om erosjonsforhold i NVEs faresoner, visualisering av endringer i terrenget ved GIS-analyser og/eller innhenting av lokalkunnskap kan brukes til å lage en oversikt over erosjonsforholdene i vassdragene i et større område. Ut ifra det kan man

planlegge befaringer og vurdere situasjonen der erosjonsaktiviteten er størst. Deretter går man videre til vassdrag som er mindre kritisk.

NVE har et pågående prosjekt der de utfører befaringer og kartlegging av erosjon i 144 faresoner på Romerike. I prosjektet har NVE allerede tatt i bruk mange av metodene som foreslås her (NVE, muntlig kommunikasjon).

Skråningsgeometri i endring
Skråninger som er i endring kan være et tegn på at det generelt er lave sikkerhetsmarginer mot skred i et område, spesielt når endringene har skjedd i nyere tid. Motsatt er det slik at et område med skråninger der geometrien ikke har endret seg på lang tid, antakeligvis har høyere sikkerhetsmarginer mot skred. Dette kan man bruke til å lokalisere skråninger og områder med lave sikkerhetsmarginer. Å se etter tegn på endringer i terrenget og skredaktivitet, kan gi verdifull informasjon om stabiliteten i et område. De mest kritiske endringene i skråningsgeometri vil være erosjon eller skjæringer i foten av skråninger, eller fyllinger på toppen av skråninger.

Igjen kan det være vanskelig å skaffe en fullverdig oversikt over endringer i geometrien til skråninger i et større område. Det vil være et tidkrevende arbeid å gå igjennom store områder visuelt. Her finnes det også metoder som kan gi en overordnet oversikt, som igjen kan brukes til å planlegge feltarbeid.

En metode til å vurdere endringer i terrenget, er å bruke *informasjonen som ligger inne i klassifiseringen av kvikkleiresoner*. En faktor som vurderes er tidligere skredaktivitet. Sonene får en score fra 0 til 3 avhengig av om det er Ingen, Lav, Noe eller Høy skredaktivitet. Ved å lage en kartpresentasjon der man visualiserer med ulike farger skredaktivitet-scoren i faresonene, kan man få en oversikt over skredaktiviteten i et større område.

En annen metode er å utføre *GIS-analyser* på terrengmodeller fra ulike år. Dette er den samme analysen som er beskrevet for erosjonsvurderinger, og formålet er det samme. Her kan man se hvordan terrenget har endret seg over tid. Det at terrenget har senket seg kan være tegn på en skredgrop, og at terrenget har hevet seg kan være tegn på et utløpsområde. Det er viktig å merke seg at heving og senking av terrenget også kan være resultat av bakkeplanering og menneskelig aktivitet. Satellittbilder kan også brukes til å studere endringer i terrenget fra år til år.

En tredje metode er å se på *NVEs database over skredhendelser* i NVE (2021). Databasen gir kunnskap om skredhendelser gjennom historien, inkludert hendelser registrert i Nasjonal Vegdatabank (NVDB), og kan hjelpe til å danne et bilde av hvor det har vært skredaktivitet og hvor det har vært mindre.

En fjerde metode er å bruke *InSAR-data*, som viser bevegelser i landskapet som er målt med satellittbasert radar. Fargene på punktene i karttjenesten viser om terrenget hever seg eller senker seg, og hvor store deformasjoner satellittene måler (NGU, 2021).

En femte metode er *innhenting av informasjon* fra grunneiere og lokalkjente i områdene.

En sammenstilling av informasjon om skredaktivitet i NVEs faresoner, endringer i skråningsgeometri ved GIS-analyser, historisk skredaktivitet, bevegelser i landskapet fra InSAR-data og/eller innhenting av lokalkunnskap kan brukes til å lokalisere områder der det generelt er lave sikkerhetsmarginer mot skred. Ut ifra det kan man planlegge befaringer, grunnundersøkelser og vurdere situasjonen i områder der man antar det er lavest

sikkerhetsmarginer mot skred først. Deretter går man videre til områder som er mindre kritisk. På sikt ser vi for oss at en kan bruke maskinlæring til å lokalisere områder der terrenget er i endring.

Lokalisere mest kritiske skråninger ut ifra topografiske faktorer
Det er mange faktorer som er avgjørende for sikkerhetsmarginen mot skred i en skråning. Informasjon om løsmassenes skjærfasthet og grunnvannsforhold er viktige parametere, men er tidkrevende og kostbart å samle inn for større områder. Topografiske faktorer har også stor innvirkning på stabiliteten til skråninger. Gitt at forholdene ellers er like, vil en skråning med større høydeforskjell ha dårligere stabilitet enn en skråning med lavere høydeforskjell. På samme måte vil en skråning med brattere skråningshelning ha dårligere stabilitet enn en skråning med slakere helning.

De *topografiske faktorene høydeforskjell og bratthet* kan derfor brukes til å si noe om hvor de mest kritiske skråningene i et område ligger. Det er skråningene med den verste kombinasjonen av høydeforskjell og bratthet som vil ha dårligst stabilitet, igjen gitt at forholdene ellers er like. Derfor vil det være verdifullt i en kartlegging og skaffe en oversikt over de høyeste og bratteste skråningene. Deretter kan man gå inn å vurdere hver enkelt skråning spesifikt.

Fordelen med disse faktorene er at det er mulig å analysere de ved hjelp av et godt kartgrunnlag og GIS. Med GIS-analyser kan man i et kart visualisere høydeforskjellen fra topp til bunn av ravineskråningene i et kvikkleireområde, samt hvor bratte skråningene er. Det vil være til hjelp for å lokalisere skråninger og områder som har lave sikkerhetsmarginer mot skred. Ut ifra det kan man planlegge befaringer, grunnundersøkelser og vurderinger av skråningene som identifiseres som mest kritisk. Deretter går man videre til skråninger som anses som mindre kritisk.

PILOTPROSJEKT KRITISKE SKRÅNINGER

Av momentene som er omtalt i artikkelen, har arbeidsgruppa kommet lengst med metodikk for å lokalisere mest kritiske skråninger ut ifra topografiske kriterier. Dette bygger på konseptet beskrevet i forrige avsnitt. En skråning med større høydeforskjell og bratthet, vil ha relativt dårligere sikkerhetsmargin mot skred enn en skråning med lavere høydeforskjell og bratthet, gitt at forholdene ellers er like.

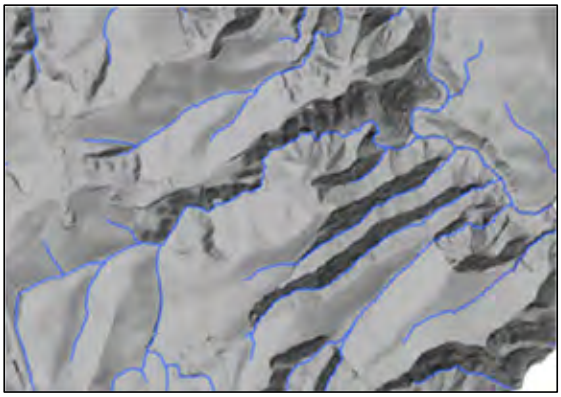
Tankegangen er at skråninger med den verste kombinasjonen av høydeforskjell og bratthet, har lavest sikkerhetsmargin mot skred. Ved å lokalisere de kritiske skråningene, kan man målrettet vurdere disse først med tanke på erosjon og geometriske endringer, gjøre adekvate tiltak og dermed redusere sannsynligheten for skredhendelser i et område.

Hensikt
Arbeidsgruppa har utført et pilotprosjekt hvor det er brukt GIS-analyser til å identifisere raviner i et kvikkleireområde. Videre er det gjort analyser for å synliggjøre bratthet og høydeforskjell til skråningene i ravineterrenget. Hensikten med piloten er å teste brukbarheten av GIS-analyser til å lokalisere kritiske skråninger. Fordelen med GIS er at man kan si noe om hvor de mest kritiske skråningene i et område er, på en objektiv og relativ rask måte. Det er mange aspekter som spiller inn på stabiliteten til en skråning, og i første omgang er det kun sett på høydeforskjeller og bratthet i ravineterreng.

Gruppa har utarbeidet analysen i samarbeidet med Gjerdrumutvalget, og Gjerdrum kommune er derfor valgt som forsøksområde sammen med Sør-Varanger. Analysen vil også inngå som

del av grunnlaget for utvalgets arbeid med å foreslå nye metoder for å avdekke kvikkleirerisiko.

GIS-analysen
Utgangspunktet for GIS-analysen er en digital terrengmodell på rasterformat, med ruter på 1x1 meter (DTM1) for Gjerdrum kommune. Det ble gjort et utvalg av arealet under marin grense der løsmassetypene er Marin strandavsetning eller Hav- og fjordavsetning (40, 41, 42, 43).



Figur 3: Et utvalg av bekker generert fra terrengmodell.

Deretter ble bekker generert ut fra terrengmodellen. Se Figur 3. En bekk i denne sammenhengen er de delene av terrenget som har et nedslagsfelt på mer enn 10 000 m^2 (10 daa). Dette gir bedre nøyaktighet og fullstendighet enn å bruke data fra FKB. Denne metoden gir noen fiktive bekker, spesielt i tilknytning til veger, og effekten av stikkrenner fanges ikke opp. Fiktive bekker er forsøkt fjernet ved manuell gjennomgang.

Neste steg er å beregne høydeforskjellen i skråningene som ligger inntil vannveiene. Bekkene ble delt inn i segmenter. For hver 50. meter langs bekkene ble det lagt på en buffersone på 50 m bredde for å beregne høydeforskjeller innenfor denne. Høydeforskjellen er differansen mellom største og minste høydeverdi i buffersonen.

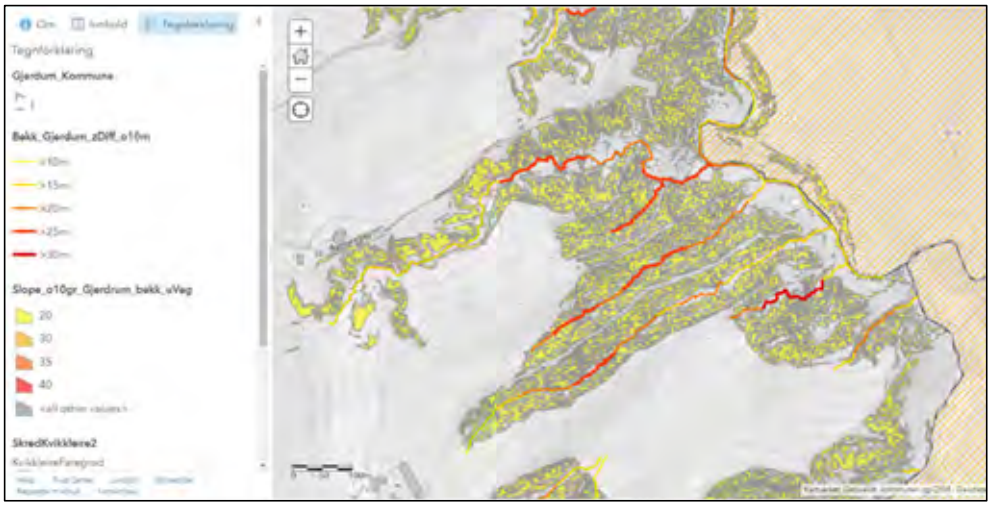
Det ble så gjort et utvalg av bekker som ligger i områder med høydeforskjell større enn 10 meter. Dette utvalget ble i sin tur brukt for å velge ut bratte områder (> 20 grader) innen en avstand på 75 meter fra bekkene.

Resultatet blir da et utvalg med bekker som ligger i områder som er brattere enn 20 grader og har en høydeforskjell på minst 10 meter, samt et lag som viser brattheten til skråningene i tilknytning til disse bekkene. I kartet er også høydeforskjellene til skråningene synliggjort. Et utklipp av kartet er vist i Figur 4.

Foreløpig evaluering av pilotprosjekt
GIS-analysen ser foreløpig ut til å egne seg godt i områder med mektige kvikkleireavsetninger og ravineterreng, som på Østlandet og i Midt-Norge. Kartene som kommer ut av analysen ser ut til å fange opp og visualisere det man er ute etter å se.

Det er også gjort innledende forsøk på å bruke denne framgangsmåten i andre terrengtyper som også har kvikkleire i grunnen. Analysen er utført i Sør-Varanger, men der ser den ikke ut til å egne seg like godt. Det kan komme av at det er få raviner i disse avsetningene, og man må sannsynligvis bruke en annen tilnærming for å lokalisere de mest kritiske skråningene. Dette er foreløpig ikke undersøkt nærmere.

Graden av nøyaktighet i analysene avhenger generelt av nøyaktigheten i kartleggingen av løsmasser, samt oppløsningen på terrengmodellen som er brukt. For å kunne verifisere utbyttet av analysen og nærmere vurdere hvor godt egnet analysen er som verktøy i



Figur 4: Utklipp av kartløsning som viser genererte bekker fra terrengmodell med bratthetskart. Høydeforskjellen til skråningene er visualisert med fargekoding av bekkene.

kvikkleirekartlegging, må man ut i felt og inspisere skråningene som identifiseres som mest kritisk.

SLUTTORD

Håndtering av områder med kvikkleire eller sprøbruddmateriale i grunnen er en kompleks problemstilling. Konsekvensene ved et kvikkleireskred kan være katastrofale og kan berøre mange samfunnsområder på en gang. Arbeidsmetodikken undersøkt i dette arbeidet ser foreløpig lovende ut, og har stort potensiale til å realisere Statens vegvesen ønske om å jobbe proaktivt med vurderinger og sikring av kvikkleireområder tilknyttet vegnettet. Det er viktig at etater og aktører med ansvarsområder som berøres av kvikkleireutfordringer samarbeider, slik at man kan jobbe effektivt med problemstillingen i en større sammenheng der infrastruktur, bebyggelse og andre deler av samfunnet blir del av en samlet vurdering.

REFERANSER

Demers D., Robitaille D., Locat P., Potvin J. (2014): «Inventory of Large Landslides in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis» In: L'Heureux JS., Locat A., Leroueil S., Demers D., Locat J. (eds) Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research, vol 36. Springer, Dordrecht. pp 77-89.

Lefebvre G., Demers D., Leroueil S., Robitaille D., Thibault C. (2008): «Slope stability evaluation: More observation and less calculation» Proceedings of the IVth Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management, May 20th-24th 2008. Side 413-420. Canadian Geotechnical Society, Engineering Geology Division. Tilgjengelig på http://www.landslides.ggl.ulaval.ca/geohazard/alea/cefebvre.pdf

NGU (2021): Nettside: https://www.ngu.no/emne/insar-norge. Besøkt: 30. september 2021.

NVE (2020a): «Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred : metodebeskrivelse» NVE Ekstern rapport nr. 9/2020. Norges vassdrags- og energidirektorat. ISBN: 978-82-410-2081-0.

NVE (2020b): «Sikkerhet mot kvikkleireskred: vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» Veileder nr. 1/2019. Norges vassdrags- og energidirektorat. ISBN: 978-82-410-2091-9.

NVE (2021): Nettside: https://temakart.nve.no/link/?link=skredhendelser. Besøkt: 30. september 2021.

Potvin J., Thibault C., Demers D., Bilodeau C. (2014): «An overview of the mapping of landslide-prone areas and risk management strategies in the province of Québec, Canada» In: L'Heureux JS, Locat A, Leroueil S, Demers D, Locat J (eds) Landslides in sensitive clays. Advances in natural and technological hazards research, vol 36. Springer, Dordrecht, pp 331-342.

Statens vegvesen (2021): «Håndtering av kritiske grunnforhold i Statens vegvesen» Under publisering.

LØSMASSETUNNEL, DRAMMEN

Soil tunnel, Drammen

Lise Backer, Prosjektleder Bane NOR

SAMMENDRAG

På utbyggingsprosjektet Nytt dobbeltspor Drammen – Kobbervikdalen (UDK) skal ca 840m av den den 7 km lange Drammenstunnelen bygges som en vanntett betongtunnel i løsmasser. Løsmassene varierer fra sensitiv leire til fast morene. De første 540m utføres som kulvert i åpen byggegrop. Videre skal det graves ut en ca 290m lang tunnel i løsmasser og i overgangen til bergtunnelen som fortsetter sørover mot Kobbervikdalen. Men først må løsmassene forsterkes og tettes slik at grunnvannet hindres i å trenge inn i tunnelen. Dette utføres med jettpeler fra overflaten. Jetpelene danner en ring rundt tunnelprofilet. Løsmassetunnelen graves ut inne i denne jetpeleringen, og sikres med midlertidig sikring. Til slutt støpes det en vanntett betongkonstruksjon i tunnelen.

Byggegropen for den 540m lange kulverten etableres med støttekonstruksjoner av spunt i leira og til dels i morenemassene. De siste ca 70 m av byggegropa var det ikke mulig å spunte i morenen. Her ble det derfor etablert støttekonstruksjoner med sekantpelevegger (plasstøpte armerte betongpeler). For å hindre at vann skal trenger inn i byggegropa er det etablert en tette-propp av jetpeler i bunnen av byggegropa mellom støtteveggene. Leirmassene mellom støtteveggene er stabilisert med KC-peler. Det er benyttet innvendig avstivning ved utgraving av byggegropen. Betongkulverten støpes som en tradisjonell, vanntett kulvertkonstruksjon med bunnplate før vegger og tak, «bottom up». PVC-membran rundt hele kulverten sikrer at konstruksjonen blir vanntett (udrenert løsning).

SUMMARY

The new double track tunnel project Drammen – Kobbervikdalen (UDK) includes a 7 km long tunnel. The first app. 840m will be a watertight reinforced concrete tunnel constructed in soil variating from soft clay to consolidated morene. 540m of the concrete tunnel is constructed in an open pit «bottom up», using sheet piles and secant piles as ground reinforcement, and with steel struts to stabilise the piles.

The last 290m of the concrete tunnel is constructed as a soil tunnel. First the soil is reinforced using jet piles from the surface, making a watertight and stabilised ring around the soil tunnel. It is important to prevent the ground water from leaking into the tunnel. The soil tunnel is then excavated inside the jet grout ring. Finally, a PVC membrane is placed around the tunnel surface and the reinforced concrete construction is established.

INNLEDNING

Utbyggingsprosjektet Nytt dobbeltspor Drammen – Kobbervikdalen (UDK) er en del av InterCity utbyggingingen av Vestfoldbanen og består av:

- Totalt 12 km dobbeltspor fra Drammen til Skoger
- 540 m betongtunnel (kulvert)
- 290 m løsmassetunnel
- 6 km bergtunnel
- Bygge om Drammen Stasjon og deler av ny bybru

Det nye dobbeltsporet skal tas i bruk sommeren 2025 og vil gi mulighet for 4 tog i timen hver vei mellom Oslo og Tønsberg. I tillegg reduseres reisetiden, punktligheten forbedres og jernbaneknutepunkt i Drammen styrkes. Prosjektet fører også til at områder i Drammen frigjøres til byutvikling. Den totale kostnadsrammen for prosjektet er 13,2 Mrd NOK. Arbeidet er delt inn i tre stor underbyggingsentrepriser, samt flere jernbaneteksniske entrepriser. I tillegg er det noen forberedende og støttende entrepriser for arbeidene.

Figur 1: *Oversikt over Utbyggingsprosjektet Drammen – Kobbervikdalen*

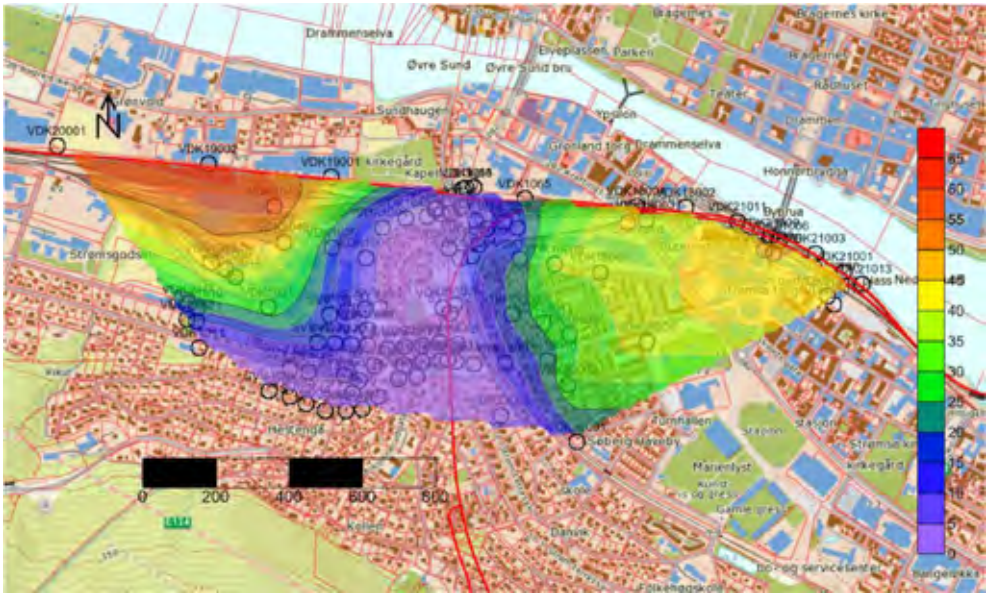
UDK02 – KULVERT OG LØSMASSETUNNEL

Etter en omfattende samhandlingsfase gjennom konkurransepreget dialog, inngikk Bane NOR i november 2019 kontrakt for «UDK02 Kulvert og Løsmassetunnel» med Veidekke Entreprenør AS. Kontrakten er en totalentreprise basert på NTK 15 og har en kontraktsverdi på 1,83 Mrd NOK. Kontraktsarbeidet på denne underbyggingsentreprisen omfatter i hovedsak en ca 840m lang vanntett betongtunnel i løsmasser som strekker seg fra Sundhaugen til Danvik. De første 540 m utføres som kulvert i åpen byggegrop. Her inngår også en pumpestasjon i lavbrekket på kulverten. Videre skal det graves ut en ca. 290m lang tunnel i løsmasser og i overgangen til bergtunnelen som fortsetter sørover mot Kobbervikdalen.

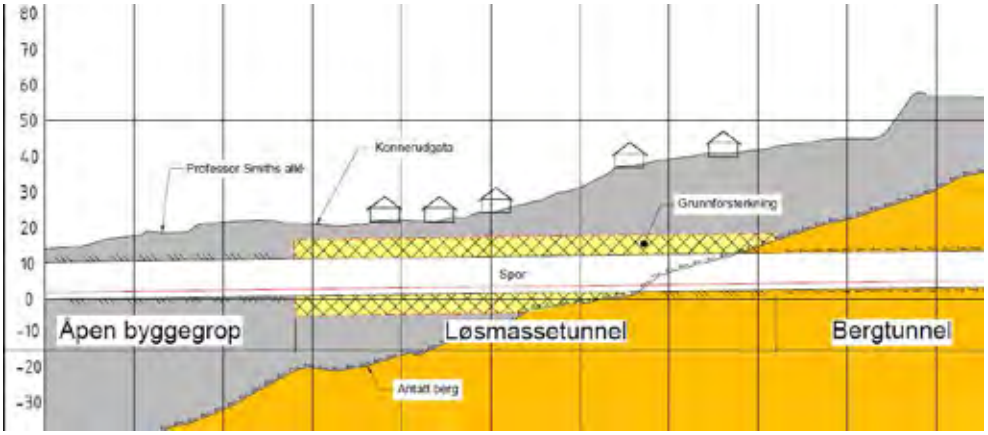
Bane NOR har gjennom sine spesifikasjoner satt krav til blant annet sikkerheten, hensyn til omgivelsene og til den permanente vanntette betongkonstruksonen. Veidekke har gjennom dialogfasen utviklet sin løsning for prosjektet, og er ansvarlig for å designe og bygge kulverten og Løsmassetunnelen. Entreprenøren har altså selv valgt byggemetode for arbeidene, slik som valg av type støttevegger, metode for vanntetting og stabilisering av byggegrop, grunnforsterkning og metode for utgraving av løsmassetunnelen.

GRUNNFORHOLDENE

Arbeidene med kulvert og Løsmassetunnelen utføres på Strømsø-siden sør for Drammenselva. Området er dekket av marine leiravsetninger med til dels stor mektighet. I nord, nærmest elva, er leira bløt og til dels sensitiv. Under leira ligger det en morenerygg som strekker seg sørover og oppover mot Strømsåsen og gjør at leirlaget gradvis blir tynnere og forsvinner mot sør. Bergoverflaten og grunnvannsnivået stiger også sørover mot Strømsåsen. Tunneltraseen går gradvis over fra morene til berg, og fortsetter i berget ca 6 km til Skoger sør for Drammen.



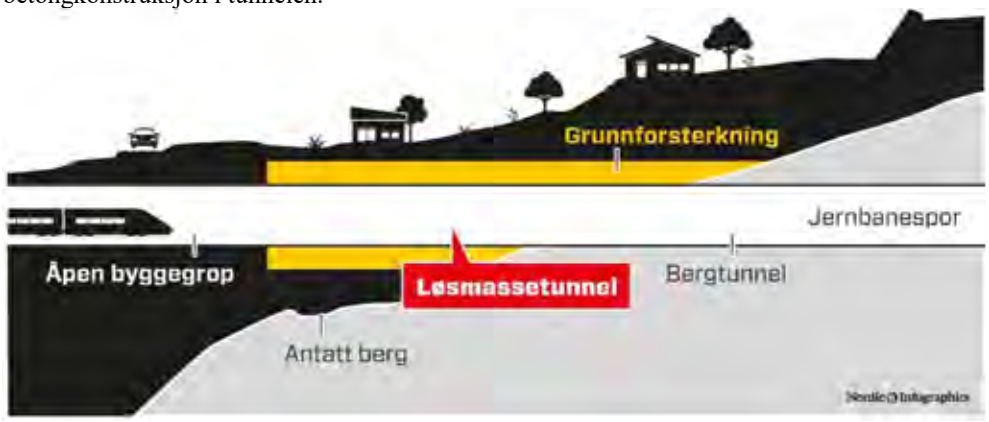
Figur 2: *Tykkelsen av leiravsetningene i området, som viser en morenerygg langs tunneltraseen.*

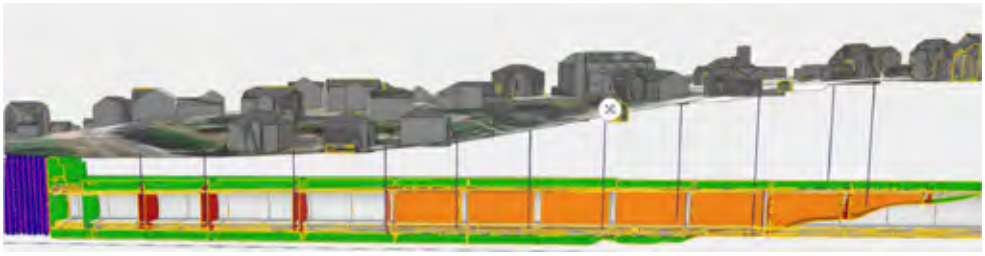


Figur 3: *Tverrsnitt som viser overgangen mellom åpen byggegrop, Løsmassetunnel i morene og tunnel i berg.*

LØSMASSETUNNEL

Løsmassetunnelen skal bygges ved at løsmassene først forsterkes og tettes slik at grunnvannet hindres i å trenge inn i tunnelen. Dette utføres med jettpeler fra overflaten. Deretter graves tunnelen ut og sikres med midlertidig sikring. Til slutt støpes det en vanntett betongkonstruksjon i tunnelen.





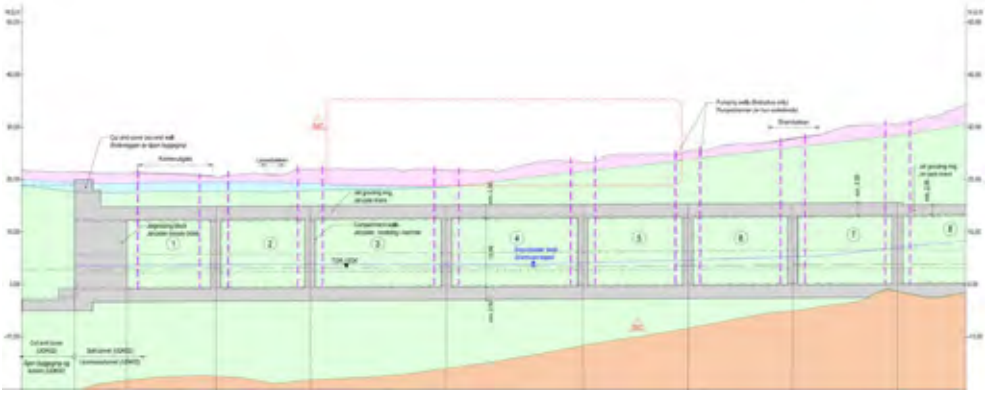
Figur 4: *Lengdesnitt fra åpen byggegrop, gjennom løsmassetunnelen, til tunnel i berg.*

Grunnfrosterkning for stabilisering og tetting

Grunnforsterkning utføres med jetpeler som bores fra terreng, i forkant av tunneldrivingen. Jetpeler er en type enkle betongpeler som etableres ved at sementblanding injiseres og blandes inn i grunnen under høyt trykk, gjennom roterende dyser. Sementen blander seg med løsmassene slik at det etableres betonglignende søyler (geobetong). På dette prosjektet produseres det vertikale jetpelene med diameter på 2,5m. Jetpelene etableres som en ring rundt hele tunnelprofilet. Under husene som står rett over tunnelen må det bores skrå jetpeler som sikrer at det etableres en stabil og tett ring rundt hele tunnelprofilet. De skrå jetpeler har en diameter på 1,6m til 2,0m avhengig av vinkelen på pelene.

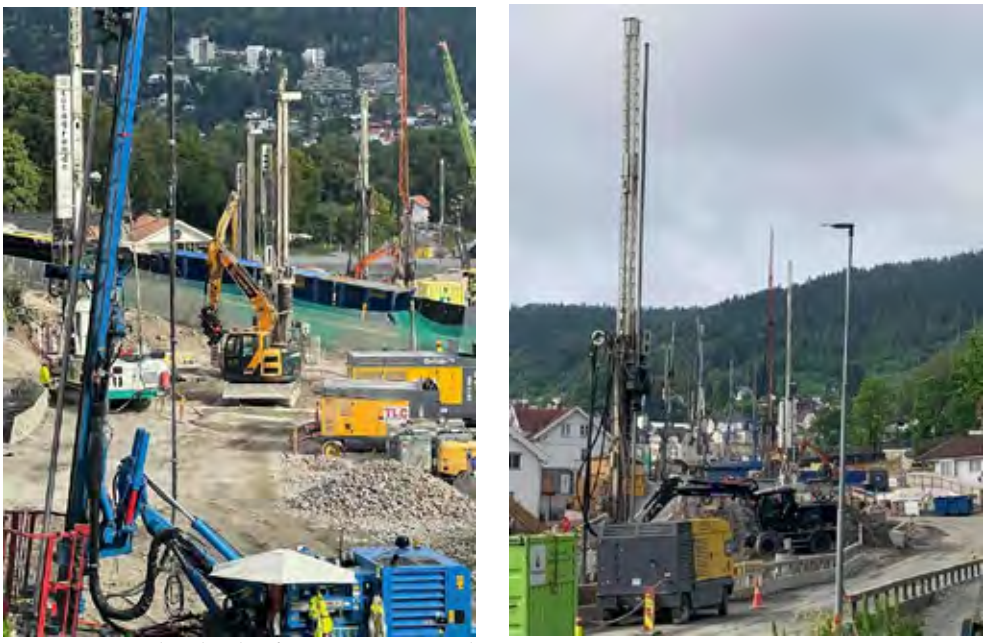
Jetpelene har som hovedformål å stabilisere løsmassene og tette rundt tunneltraseen for å holde grunnvannet ute. Slik skal det sikres at tunnelen kan drives ved tilnærmet tørre forhold. I tillegg brukes jettpeler til sikring av stuff og til inndeling i kammer. Formål med kammerinndelingen er å kunne tømme disse for grunnvann i forkant av tunneldriving. Utpumping av grunnvann fra kamrene utføres fra overflaten, eventuelt også fra tunnelen. Lengdene på kamrene er fra 15m til 26m.

Terrenget planeres i flere nivåer i det skråe terrenget på Øvre Strøm. Her kan maskinene for forboring og jettpeling stå oppstilt. I tillegg etableres groper for å samle opp returmassen (backflow) fra jetpelingen.



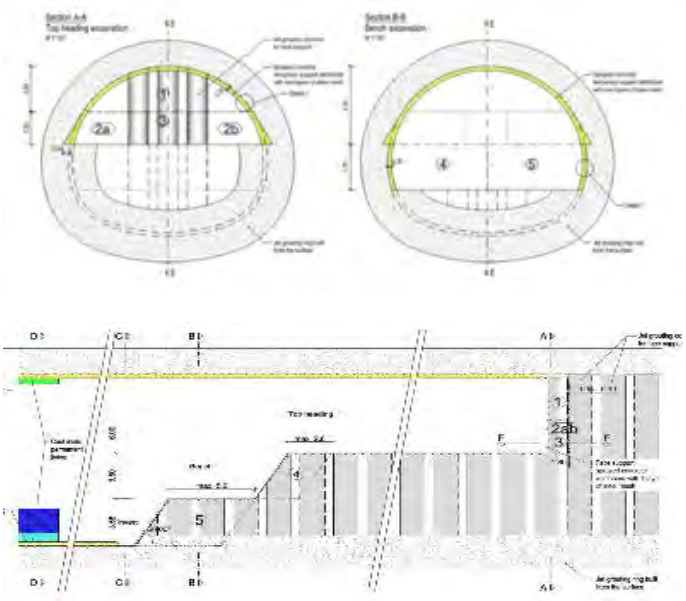
Figur 5: *Lengdesnitt av jetpeler for løsmassetunnelen med kammerinndeling.*

Der hele tverrsnittet av tunnelen ligger i løsmasser etableres det jettpeler som dekker en krans rundt hele tverrsnittet. I sør, i grensesnittet mot Bergtunnelen, vil tunnelprofilet ligge både i berg og løsmasser. For denne overgangssonen bores det for jetpeler fra terreng og minimum 0,5 m inn i berg. På denne måten sikres tetting mellom jettpelene i kransen og underliggende berg.



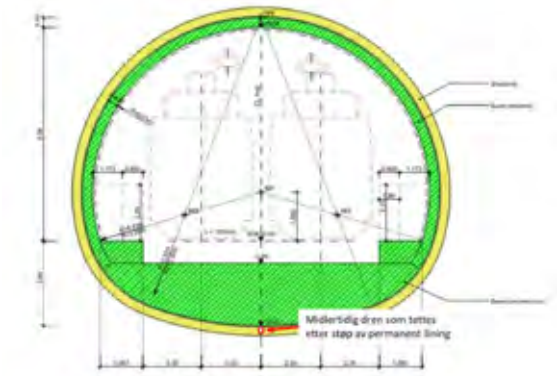
Figur 6: *Jetpelearbeider for Løsmassetunnelen.*

Tunneldriving og midlertidig sikring
Tunnelen deles inn i flere utgravingssekvenser. Øverste del (heading) planlegges å tas ut i full lengde før midtre og nedre del av tunnelen tas ut. Det etableres midlertidig sikring fortløpende, ved en kombinasjon av stål (gitterdragere) og sprøytebetong. I tillegg kan stuffen sikres med bolter og sprøytebetong om nødvendig.



Figur 7: *Utgraving av Løsmassetunnelen med midlertidig sikring*

Permanent vanntett betongkonstruksjon
Til slutt skal det etableres en vanntett permanent betongstøp. Permanent vanntetting av tunnelen sikres med membran rundt hele tverrsnittet. Den armerte betongkonstruksjonen utgjør den permanente sikring i hele Løsmassetunnelens lengde. Denne betongkonstruksjonen er derfor prosjektert for å motstå samtlige krefter som påvirker tverrsnittet i permanent fase, både jordtrykk og vanntrykk.



Figur 8: *Vanntett betongstøp i Løsmassetunnelen*

KULVERT

Ca 540m av den vanntette betongtunnelen bygges som kulvert i en åpen byggegrop med støttekonstruksjoner og innvendig avstivning, «bottom up».

Figur 9: *Oversikt over anleggsområde for kulvert i åpen byggegrop (foto Nils Maudal)*

Støttekonstruksjoner for utgraving
Helt i nord består grunnen der kulverten skal etableres hovedsakelig av leire. Dette leirelaget blir gradvis tynnere etter hvert som man beveger seg sørover (se figur 2). Spuntvegger av Z-spunt er benyttet så langt det var mulig å ramme disse inn i morenemassene. For å få ned spunten i morenen ble det stedvis benyttet forboring for å løsgjøre massene før spunting.

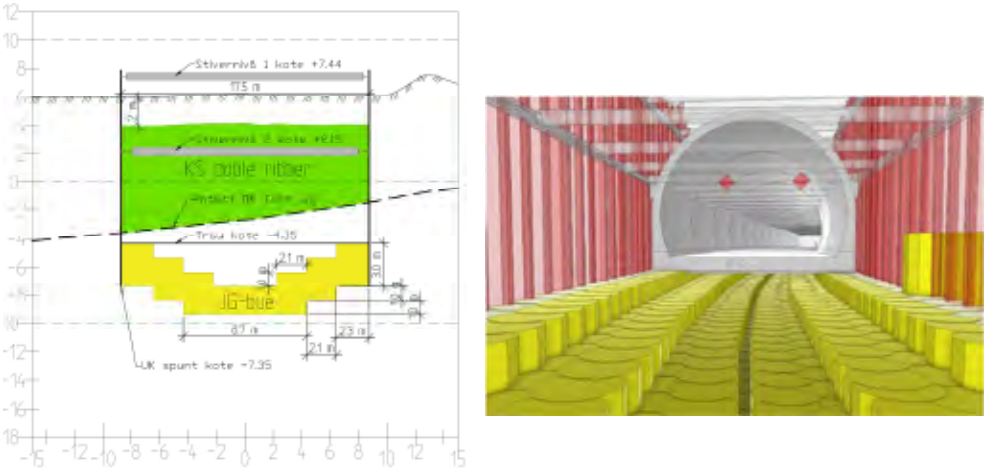
Figur 10: *Spuntvegger med innvendig avstiving (foto Nils Maudal)*

De siste ca 70 m av byggegropa var det ikke mulig å spunte i morenen. Her ble det derfor etablert støttekonstruksjoner med (en modifisert) sekantpelevegger. Det er benyttet plasstøpte armerte betongpeler med en diameter på 1,18m og senteravstand 1,7 m. Disse ble etablert ved at det først ble støpt en ledevegg for å styre retning og plassering av hver enkelt pel. Etter at foringsrøret var boret og tømt for masser, ble armeringen senket ned i foringsrøret. Til slutt ble foringsrøret trukket opp samtidig som det ble fylt betong fra bunnen og opp. Mellomrommet mellom de armerte betongpelene ble tettet med jetpeler for å forhindre innlekkasje av vann. Det er benyttet 22 m lange peler.

Figur 11: *Støttekonstruksjon med sekantpeler med innvendig avstiving (dronefoto Veidekke)*

Figur 12: *Etablering av sekantpeler, ledevegg, boring og armering.*

Byggegroptetting
For å hindre at vann skal trenger inn i byggegropa er det etablert en tette-propp i bunnen av byggegropa mellom støtteveggene. Tetteproppen er etablert i morenemassene av jetpeler og har en tykkelse på ca 3m. For å hindre oppdrift og oppressing av tette-proppen (bunnproppen) er denne utført som en bue, slik at jetpelene danne en trykkbue. Med unntak av de nordligste 40 meterne i leire, er det etablert bunnpropp i morene langs hele byggegropa.



***Figur 13**: Vanntetting med jetpeler under byggegropa.*

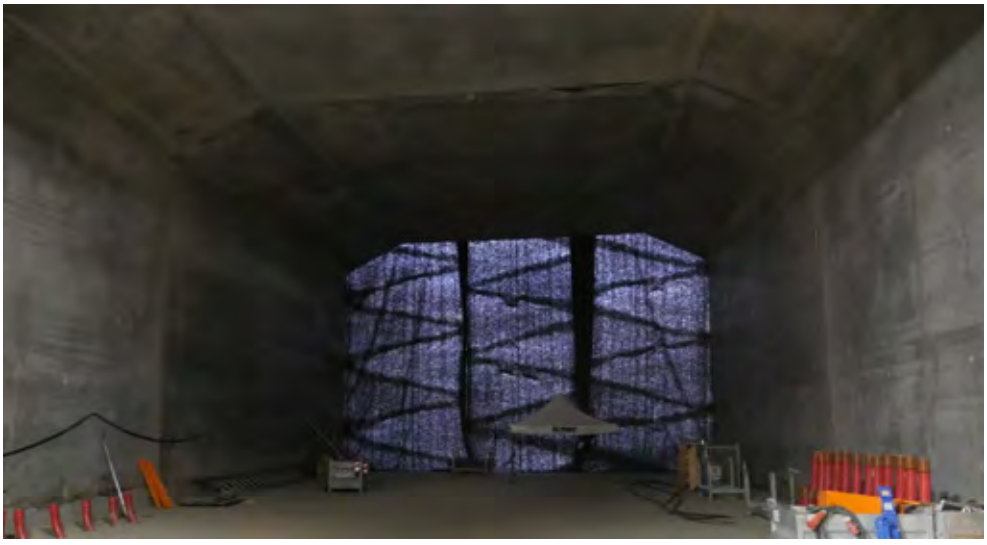
Utgraving og avstivning
Leirmassene mellom støtteveggene er stabilisert med KC-peler. Utgraving utføres med langgraver fra terreng, og med hjelp fra gravemaskiner plassert nede i byggegropa. Puter av stål (HEB-bjelker) eller betongdragere, og innvendig avstivere med stålrør etableres i to eller tre nivåer avhengig av gravedybden. Det etableres også en nedkjøringsrampe til påhugg for Løsmassetunnelen, hvor byggegropen blir mer enn 20m dyp på det meste.

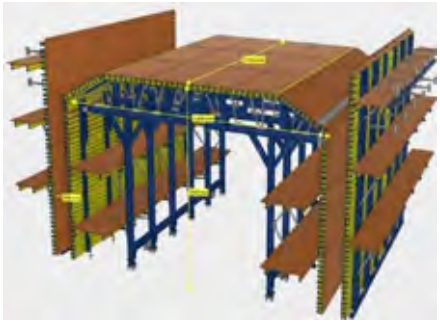
***Figur 14:** Utgraving med langgraver.*

Figur 15: *Nedkjøringsrampe til påhugg for Løsmassetunnelen.*

Betongkulvert

Betongkulverten støpes som en tradisjonell, vanntett, armert kulvertkonstruksjon med firkantprofil lengst i nord i retning Drammen stasjon, og buet profil i sør mot Løsmassetunnelen hvor det er størst overdekningen. PVC-membran rundt hele kulverten sikrer at konstruksjonen blir vanntett (udrenert løsning).





Figur 16: *Betongkulverten med støpeformen som benyttes for firkantet profil.*

NØKKELFAKTA

- Det bores over 2.000 boringer for jetpeler til Løsmassetunnelen, med gjennomsnittlig lengde 30m
- Dette gir ca 60 km boring for jetpeler i Løsmassetunnelen
- Totalt etableres det ca 40.000 m3 jetpeler for Løsmassetunnelen
- Det skal kjøres ut ca 40.000 m3 løsmasser fra Løsmassetunnelen

- Dybde på byggegropen for Kulverten er fra ca 10m til ca 20m
- Det er satt ca 1000 lengdemeter stålspunt = 15.000 m2 spunt
- Det er boret ca 4.000 boringer for jetpeler til bunnpropp i byggegropa, med gjennomsnittlig lengde 15m
- Det settes ca 300 avstivere som settes for hver femte meter, i to eller tre nivåer
- Fra byggegropen skal det kjøres ut 120.000 m3 løsmasser
- Det går med over 3.000 tonn armeringsjern i kulverten

STATUS NOVEMBER 2021

- 95 % av alle jetpelene for Løsmassetunnelen er ferdig
- Utgraving og avstiving for rampa ned til tunnelpåhugget pågår
- Oppstart utgraving av Løsmassetunnelen i januar 2022

- Alle støttevegger og alle jetpeler for bunnpropp i byggegropa er ferdig
- Det pågår arbeider med avstiving og utgraving av byggegropen
- Mer enn 150m bunnplate og ca 50m kulvert er ferdig utstøpt

Produksjonen på prosjektet er god, og fremdriften er i rute. Dette til tross for at denne entreprisen har vært sterkt påvirket av Covid-19. Det omfattende jetpelearbeidet utføres av to italienske spesialfirma. Prosjektet har dermed vært rammet av myndighetenes karantenebestemmelser og perioder med innreiseforbud. Godt samarbeide mellom byggherren og entreprenøren har imidlertid bidratt til å begrense konsekvensene av pandemien.

Hanne E. Wiig
BaneNOR, leder NBG

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

UTFORDRINGER MED BERGMASSEVURDERINGER OG MODELLER FOR BERGSIKRING I DÅRLIG BERGMASSE I NORGE – En studie av bergmasseforhold og bergsikring i den nye Skarvbergtunnelen

Evaluation of the basis for rock support design for poor rock mass conditions in Norway - A study of rock mass conditions and rock support design from the New Skarvberg Tunnel

Erlend Skretting, Norges Geotekniske Institutt (NGI)
Guro Einan Bøgeberg, Norconsult

SAMMENDRAG

For den nye Skarvbergtunnelen, karakterisert ved hardt berg med ugunstig oppsprekking, er det funnet at utelukkende bruk av Q-systemet og Statens vegvesen sikringstabeller ikke er tilstrekkelig som beslutningsgrunnlag for bergsikring i alle tilfeller. Datagrunnlaget for studien inkluderer detaljert geologisk kartlegging, bergspenningsmålinger, ekstensometermålinger, bergmekaniske tester, laserscanning og digital bestemmelse av utvalgte Q-parametere, samt 2D- og 3D-numerisk analyse. I den kartlagte delen av tunnelen er stabilitetsutfordringene vurdert til å hovedsakelig være forårsaket av en gjennomsettende, subhorisontal lagdeling som resulterer i en utpreget flatt heng. Dette resulterte i utstrakt bruk av både sprøytebetongbuer og forbolting i tunnelen. For den gitte bergmassegruppen "Hønsa", er det tydelig at Q-systemet ikke fanger opp bergmasseforholdene godt nok til å gi en riktig sikringsanbefaling. Det har derfor vært et avvik mellom Statens vegvesens sikringsanbefalinger og utført sikring i tunnelen. Funnene tilsier at grensen mellom hvor *forsterkende sikring med lokalt lastopptak*, og *globalt lastbærende sikring med hvelvvirkning* kreves, kan være vanskelig å bestemme. Følgelig foreslås det en implementering av et sikringselement som fører til en mer gradvis overgang mellom forsterkende og lastbærende sikring med hvelvvirkning i dagens sikringsanbefalinger.

SUMMARY

For the rock mass in the New Skarvberg Tunnel, which is characterized as hard rock subjected to unfavorable jointing, it is found that use of the Q-system and NPRA's support table in some cases is insufficient as a decision basis for recommending an adequate rock support design. The obtained database contains detailed field investigations and geological mapping, laboratory investigations, laser scanning and digital mapping, and 2D and 3D numerical analyses. In the mapped section of the tunnel included in this study, the stability challenges are assessed to mainly be caused by persistent discontinuities with sub-horizontal orientation, resulting in a flat crown. This resulted in extensively use of spiling and reinforced ribs of sprayed concrete (RRS). For the given rock mass group "Hønsa", it is evident that the Q-system and NPRA's support table does not sufficiently describe the rock mass conditions and recommend an adequate rock support design. This is manifested in deviations between NPRA's support recommendations, and the performed rock support in the tunnel. The findings imply that it is difficult to identify the boundary where rock reinforcement with local load-bearing capacity, and an arched load-bearing support structure is necessary. Thus, it is suggested a smoother transition between reinforcement and load-bearing support in the

recommendations, possibly resulting in an implementation of a support element in between bolts/shotcrete and arched reinforced ribs of sprayed concrete (RRS).

INTRODUKSJON OG BAKGRUNN

I Norge brukes Q-systemet til bestemmelse av bergsikring. Systemet og dets tilhørende sikringsanbefalinger setter en ramme for hvilke sikringselementer som brukes i dagens norske tunnelindustri. Sikringselementene har forskjellige egenskaper, og kan fra deres samvirke med bergmassen grupperes i to hovedkategorier:

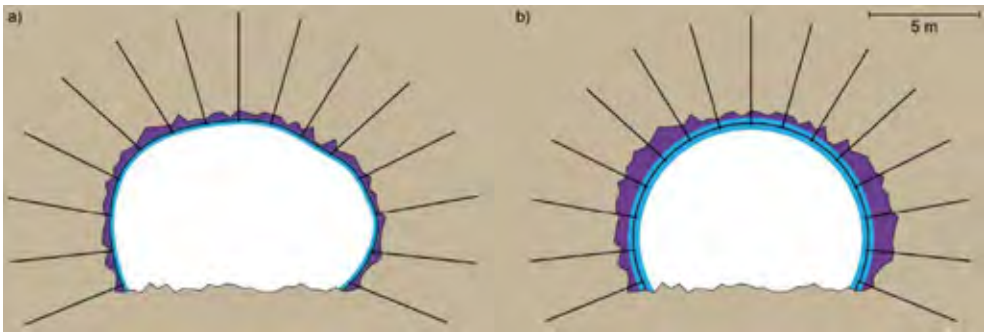
- *Forsterkende sikring med lokalt lastopptak*: Bergmassen kan sees på som det primære lastbærende element i sikringskonstruksjonen. Installert sikring har som formål å forsterke bergmassen og lime sammen potensielt ustabile blokker/kiler. Forsterkende sikringselementer har en global forsterkende effekt på bergmassen, men vil også ha lokalt lastopptak der det forekommer punktlaster. Eksempler: bolter og sprøytebetong, og armerte sprøytebetongbuer uten hvelvvirkning.
- *Globalt lastbærende sikring*: Sikringskonstruksjonen kan sees på som det primære lastbærende elementet. Installert sikring har som formål å skape en likevekt mellom bergmasse og sikringskonstruksjon for å hindre kritisk deformasjon. Geometrisk oppnås dette ved hvelvvirkning, som fører til et tangentialt spenningsopptak i sikringskonstruksjonen og en global lastbærende effekt i både bergmassen og sikringskonstruksjonen.

Den norske filosofien for tunnelbygging er å i størst grad nyttiggjøre seg av bergmassens lastbærende kapasitet ved bruk av forsterkende sikring. I tilfeller hvor forsterkende sikring likevel vurderes som utilstrekkelig for å oppnå tilfredsstillende stabilitet, eksempelvis ved driving i dårlig bergmasse eller i svakhetssoner, vil lastbærende sikringselementer være nødvendig (NFF, 2008; Pedersen, et al., 2010). I Norge er det i dag mest vanlig at det sikres med armerte sprøytebetongbuer kombinert med bolter for slike tilfeller.

I dagens design og installeringsutførelse av armerte sprøytebetongbuer i Norge etableres det først et jevnt avrettingslag av sprøytebetong som følger teoretisk tverrsnitt (se Figur 1b). Deretter påføres ferdig bøyde Ø20 mm armeringsjern (som oftest 6 stk) langs tunneltverrsnittet som festes med bolter, før konstruksjonen til slutt sprutes igjen med sprøytebetong. Den jevne konturen og den buede formen fører til at det oppstår god samvirkning mellom sprøytebetongbuen og bergmassen. I teorien vil et slikt design gi en hvelvvirkning i tunnelkonturen, som fører til at noe av lasten fra bergmassen tas opp i sikringskonstruksjonen ved deformasjon gjennom tangentialt lastopptak. Dersom det oppstår en slik interaksjon mellom sikringskonstruksjonen og bergmassen, aktiveres den såkalt *lastbærende funksjonen* i buen. Et slikt design av sprøytebetongbuer omtales videre som en *sprøytebetongbue med hvelvvirkning*. Ved bruk av kun benevnelsen "sprøytebetongbue" er det også dette designet det henvises til. Et slikt sikringselement faller inn under den overnevnte kategorien "globalt lastbærende sikring". Utgangspunktet for å definere designet som lastbærende er basert på Høien (2018) og Pedersen et al. (2010). Merk at i praksis kan sikringselementet først betraktes som lastbærende når den lastbærende funksjonen er aktivert.

Tidligere ble sprøytebetongbuer installert uten et avrettingslag, hvor Ø16 mm armeringsjern ble montert på en mer ujevn tunnelkontur (Figur 1a). En slik sprøytebetongbue har ikke den samme bueformen, noe som fører til at det ikke oppstår samme hvelvvirkning som i en lastbærende sprøytebetongbue. Ettersom armeringsjernene følger den ujevne tunnelkonturen, vil sikringskonstruksjonen bli en mer integrert del av bergmassen, sammenlignet med en lastbærende sprøytebetongbue (Høien, 2018). For et slikt design antas det derfor at buen vil

være mer av en global forsterkende karakter, men vil også kunne ha en lokal lastopptaksvirkning ved større punktlaster som unngår utfall av større blokker. Dette sprøytebetongbue-designet omtales videre som en *sprøytebetongbue uten hvelvvirkning.* Figur 1 illustrerer forskjellen mellom de to designene.



Figur 1 Prinsipielle skisser av a) sprøytebetongbue uten hvelvvirkning og b) sprøytebetongbue med hvelvvirkning. Lilla farge illustrerer sprøytebetong, svarte linjer er armeringsjern og radielle bolter, og lyseblå representerer det siste sprøytebetonglaget som dekker armeringsjernene. Den ujevne konturen illustrerer sprengningsprofilet (Høien, 2018).

I dagens sikringstabeller fra NGI (2015) og Statens vegvesen (2020a) anbefales det bruk av sprøytebetongbuer ved henholdsvis $Q \leq 0{,}4$ og $Q \leq 0{,}2$. For Q-verdier over dette, anbefales det bruk av forsterkende sikringselementer (bolter og sprøytebetong). Ved utgangspunkt i definisjonen om dagens design av sprøytebetongbuer med hvelvvirkning og global lastbærende effekt, er det med andre ord et direkte skifte ved de nevnte grensene fra en globalt forsterkende sikringskonstruksjon med bruk av bolter og sprøytebetong, over til en globalt lastbærende sikringskonstruksjon. Foreliggende forskning vedrørende sprøytebetongbuers virkning i dårlig bergmasse viser at dagens design av sprøytebetongbuer i flere tilfeller kan være overdimensjonert (Høien, 2018). Fra dette kan det stilles spørsmål om det er behov for et supplerende sikringselement som kan anvendes i bergmasseforhold som faller mellom det som kan sikres med lett global forsterkende sikring (sprøytebetong og bolter), og bergmasseforhold som har behov for en global lastbærende sikring med hvelvvirkning (dagens design av sprøytebetongbuer med hvelvvirkning).

Forbolter er også et sikringselement som benyttes i stor grad i dårlig bergmasse. Hensikten med forbolting er å gi en midlertidig sikring av potensiell ustabil bergmasse i neste salve, samt bevare det teoretiske tverrsnittet. For vegtunneler i Norge regnes ikke forbolting som en del av den permanente sikringskonstruksjon, og er følgelig ikke korrosjonsbeskyttet (Statens vegvesen, 2020). I gjeldende sikringstabell til Statens vegvesen er det heller ingen spesifikasjoner for ved hvilke Q-verdier forbolter skal benyttes.

HENSIKT MED STUDIEN OG UTFØRT ARBEID

Denne studien har som hensikt å undersøke og vurdere dagens sikringsanbefalinger i Norge for å identifisere svakheter og mulige forbedringer for sikring i dårlig bergmasse. Vegtunnelen *den nye Skarvbergtunnelen* i Finnmark er brukt som case-studie for å undersøke studiens tema.

Omfattende felt- og laboratorieundersøkelser har gitt et godt grunnlag for å identifisere ingeniørgeologiske betingelser som er bestemmende for valg av sikring i forbindelse med driving av den nye Skarvbergtunnelen. Basert på datagrunnlaget og erfaringer fra feltarbeid er

det gjort evalueringer om hvorvidt dagens sikringsanbefalinger for vegtunneler i Norge gir en optimal sikring for kartlagte salver i den nye Skarvbergtunnelen.

Datagrunnlaget inkluderer detaljerte feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser, digital kartlegging og numeriske analyser. Dette omfatter henholdsvis:

- Geologisk kartlegging, bergspenningsmålinger og ekstensometermålinger
- Bergmekaniske tester (UCS-test og punktlasttest)
- Laserscanning av tunnelsalver og digital bestemmelse av utvalgte Q-parametere ved bruk av Maptek Pointstudio
- 2D- og 3D-numerisk modellering i RS2 og RS3

Denne artikkelen fokuserer i hovedsak på ingeniørgeologisk feltkartlegging, spenningsmålinger, deformasjonsmålinger og 2D numerisk modellering. For detaljer rundt alle felt- og laboratorieundersøkelsene, numerisk modellering og digital sprekkekartlegging, henvises det til masteroppgaven til Bøgeberg & Skretting (2021).

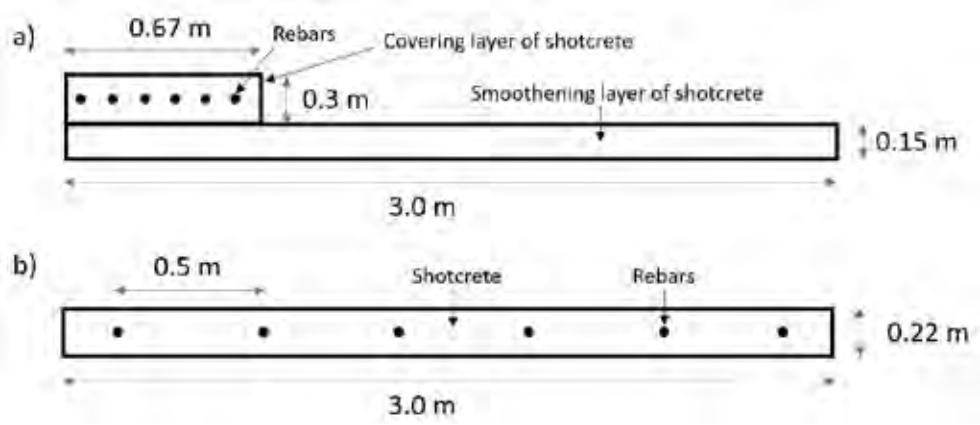
Numerisk analyse

Det er i studien foretatt numeriske analyser ved endelig-element-programvarene RS2 og RS3. Analyser av bergsikring er kun foretatt i 2D-analysen (RS2). For hver bergmassegruppe som er analysert, er det modellert med to ulike sikringskonstruksjoner:

1. Sikring slik den ble utført i tunnelen (se resultater på utført sikring under)
2. En lettere sikringskonstruksjon uten bruk av armerte sprøytebetongbuer

Etter Statens vegvesens sikringsklasser vil dette si at førstnevnte modelleres med sikringsklasse IVa, mens sistnevnte modelleres med sikringsklasse IVb (se Tabell 1). Denne sammenligningen er utført med den hensikt å undersøke sprøytebetongbuens virkning i sikringskonstruksjonen, samt å sammenlikne en sikringskonstruksjon med og uten sprøytebetongbue.

I modellen er det lagt vekt på å fremstille bergmassens anisotrope egenskaper gjennom det subhorisontale sprekkesettet, da dette er antatt å være dominerende for bergmassens oppførsel. Sprøytebetongbuene er modellert som et lag av sprøytebetong og armeringsjern jevnt fordelt langs tunnelens lengde, se Figur 2. Validiteten av denne modelleringen vil følgelig påvirke resultatet. Det er antatt at modelleringen av bergmassen gir en underrepresentasjon av gravitativt drevne ustabiliteter, dvs. et mindre konservativt resultat, mens modelleringen av buene gir et mer konservativt resultat av lasten i sikringskonstruksjonen.



Figur 2 a) Lengdesnitt av en sprøytebetongbue med c/c 3 m. b) Modellert sprøytebetongbue i RS2 for c/c 3 m, med et jevnt lag sprøytebetong og armeringsjern fordelt langs tunnelens lengde.

NYE SKARVBERGTUNNELEN

Den nye Skarvbergtunnlen er lokalisert langs E39 i Finnmark og bygges av Skanska Norge AS for Statens Vegvesen. Vegtunnelen er 3,5 km lang med tunnelprofil T10.5, og inkluderer eget felt for gang- og sykkelvei. Driving av tunnelen startet i april 2019, med gjennomslag i mai 2021.

Tunnelen er i sin helhet lokalisert i metasandstein gjennomskåret av lag av metadiabas med varierende mektighet. Det er generelt registrert tre sprekkesett i bergmassen inni tunnelen, to steiltstående sprekkesett, samt den subhorisontale lagdelingen. Bergmassen karakteriseres som hardt berg med ugunstig oppsprekking.

Prosjektet er en totaltentreprise hvor entreprenøren har ansvar for bestemmelse av bergsikring. Vedrørende sprøytebetongbuer og forbolter har entreprenøren fått betalt en fast enhetspris for hvert sikringselement, gitt at det var enighet mellom byggherre og entreprenør. Både sprøytebetongbuer og forbolter er brukt i svært utstrakt grad i den nye Skarvbergtunnelen.

Som nevnt er det ingen retningslinjer for ved hvilke Q-verdier forbolter skal installeres i gjeldende utgave av N500. Dette er derimot spesifisert i Statens vegvesens geologiske rapport for den nye Skarvbergtunnelen (Statens vegvesen, 2015), i henholdsvis sikringsklasse IV og V. Merk at sikringsklasse IV deles inn i IVa og IVb (Tabell 1). Sprøytebetongbuer er i N500 anbefalt i tilfeller med $Q \leq 0.2$, tilsvarende sikringsklasse IVb eller lavere.

Tabell 1 Sikringsanbefalinger for sikringsklasse IVa og IVb (Statens vegvesen, 2020).

Sikringsklasse	Anbefalt sikring i N500
IVa (0,2 < Q < 1)	Sprøytebetong E1000, tykkelse 150 mm Systematisk bolting, c/c 1,5 m
IVb (0,1 < Q < 0,2)	Sprøytebetong E1000, tykkelse 150 mm Systematisk bolting, c/c 1,5 m Armerte sprøytebetongbuer, E30/6 Ø20 mm, c/c buer 2-3 m. Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m

Bruken av sprøytebetongbuer i den nye Skarvbergtunnelen har i hovedsak to hensikter:

- **Som oppheng til forbolting:** Initiering av flatt hang, forårsaket av foliasjonen, førte til at forbolting ble brukt med hensikt å bevare tunnelprofilet i best mulig grad. Forbolter ble utelukkende forankret i armerte sprøytebetongbuer.
- **Med hovedvekt på stabilitet:** Bergmassekvaliteten var såpass dårlig at sikring med kun sprøytebetong og bolter ikke ble ansett som tilstrekkelig. Behov for en sterkere lastbærende effekt i sikringskonstruksjonen.

Sprøytebetongbuene er følgelig installert med intensjon enten som opphengsbue for forbolter eller som lastbærende sikring. Det er flere tilfeller i tunnelen hvor sprøytebetongbuer er installert i salver til tross for at kartlagt Q-verdi er over 0,2. Dette kan forklares ved det det utstrakte behovet for forbolting, samt erfaringer om at sprøytebetong og bolter ikke ga tilfredsstillende stabilitet i tunnelen til tross for Q > 0,2. For flere salver er det derfor avvik mellom utført sikring og sikringsanbefaling som kartlagt Q-verdi gir. Dette diskuteres senere i artikkelen.

Tre sprøytebetongbuer i den nye Skarvbergtunnelen ble våren 2020 utsatt for betydelige deformasjoner. Merk at denne studien ikke omhandler denne hendelsen, og det aktuelle området er ikke kartlagt eller analysert som en del av arbeidet. Det er uansett naturlig at en slik hendelse påvirker entreprenørens valg av sikring gjennom økt oppmerksomhet knyttet til geologiske forhold som påvirker stabilitet, som kan resultere i en mer konservativ sikringskonstruksjon enn det kartlagt Q-verdi og tilhørende sikringsanbefaling gir.

RESULTATER OG DISKUSJON

Ingeniørgeologisk kartlegging

Totalt 122 meter tunnel er kartlagt i forbindelse med denne studien. Kartleggingen ble gjort ved to ulike stuffer, referert til som *Skarvbergdalen* (kartlagt 77 m) og *Hønsa* (kartlagt 45 m). Det ble kartlagt med bruk av Q-systemet og GSI.

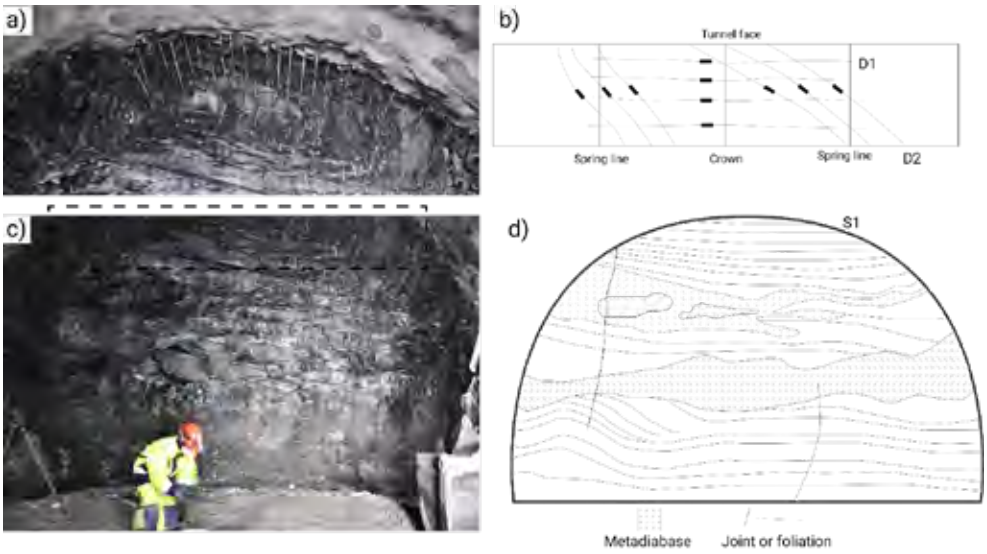
Ulikheter i påtruffen bergmasse for kartlagte tunnelseksjoner gjorde det naturlig å dele de kartlagte salvene inn i fire ulike grupper basert på bergmasseforhold: *Skarvbergdalen 1 (Sk.d 1), Skarvbergdalen 2 (Sk.d 2), Hønsa (Hø)* og *Svakhetssoner (Sv)*. For å gi et bedre innblikk i de geologiske forholdene innenfor hver bergmassegruppe, samt en bedre forståelse for beslutningsgrunnlaget som ligger til grunn for valg av sikring, ble det valgt ut fire salver som er vurdert til å være representative for hver gruppe. Tabell 2 gjengir kartlagte Q-parametere og GSI-verdier, utført av artikkelforfatterne, for de fire salvene. Det henvises til Bøgeberg & Skretting (2021) for en detaljert geologisk beskrivelse av hver salve.

Tabell 2 Loggede Q-parametere og GSI for utvalgte salver fra hver bergmassegruppe.

Salve	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q	GSI
2524-2520 (Sk.d 1)	35-45	12	1	3-4	1	1	0,73-1,3	45-50
2251-2246 (Sk.d 2)	55-65	9	1	2-4	1	1	1,5-3,6	57-62
2030-2034 (Hø)	**20-30**	**12**	**1**	**4-6**	**1**	**1**	**0,28-0,63**	**37-42**
2041-2044 (Sv)	10	12-15	1	8-12	1	2,5-5	0,011-0,042	18-23

Figur 3 viser stuffkartlegging av salve 2030-2034, som tilhører bergmassegruppe *Hønsa.* RQD, J_n og J_a er i hovedsak de styrende Q-parameterne. Førstnevnte er satt til 20-30, med utgangspunkt i tett oppsprekking i heng og vederlag. Generelt sett for bergmassen i

Skarvbergtunnelen er det det subhorisontale sprekkesettet (foliasjon) som forårsaker de største stabilitetsutfordringene. For denne salven kan dette observeres i Figur 3, hvor det er tydelig at foliasjonens ugunstige orientering fører til mye utfall i heng og vederlag, indikert ved synlige forbolter i Figur 3 a). J_n er vurdert til 12, basert på tre tydelige sprekkesett (se Figur 3 b) og d)) og tilfeldige sprekker. J_a ble vurdert til 4-6 basert på visuell inspeksjon av stuff før sprengning av salven, hvor det ble observert tynn sprekkefylling med leire.



Figur 3 Geologisk kartlegging av stuff for salve ved pelnummer 2030-2034. a) og c): Bilder av hhv. heng og stuff. b) illustrerer kartlegging på utbrettprofil av tunnelvegg og heng. d) illustrerer geologisk skisse av stuff.

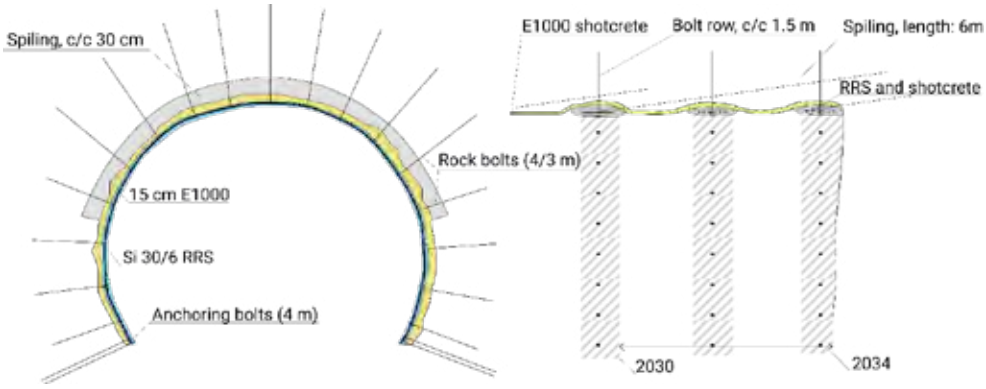
Utført bergsikring

Utført bergsikring i den nye Skarvbergtunnelen er bestemt med utgangspunkt i bruk av Q-systemet og Statens vegvesens sikringsanbefaling, gitt i N500 (2020a). Tabell 3 gjengir utført sikring for hver av de fire utvalgte salvene. Merk at Q-verdiene gjengitt i Tabell 2 ikke er gjeldende for valg av utført sikring da disse Q-verdiene er satt av artikkelforfatterne. Utført bergsikring er basert på entreprenørens Q-verdier, gitt i egen kolonne i Tabell 3.

Tabell 3 Detaljer for utført sikring for de fire utvalgte salvene. Q-verdi er den Q-verdien som er satt av entreprenør. For bolting er lengde delt inn i " x / y". x viser til lengde for bolter installert i veggene, mens y viser lengde for bolter installert i vederlag og heng. Sprøytebetongtype er E1000 for alle salvene. For armerte sprøytebetongbuer viser E og D til hhv. enkel og dobbel buekonstruksjon.

Salve	Q	Bolting l [m], c/c [m]	Sprøytebetong Tykkelse	Bue Type, c/c [m]	Forbolting c/c [m], posisjon
2524-2520	0,9	3 / 4, 1,5	15	1 x E30/6	50, 10-14
2251-2246	1,1-1,3	4 / 5, 1,75	10	-	-
2030-2034	**0,27**	**3 / 4, 1,5**	**15**	**2 x E30/6, 1,5-2**	**30, 9-15**
2041-2044	0,01-0,05	4 / 5, 1,5	25	2 x D60/6+4, 1,5	30, 7-17

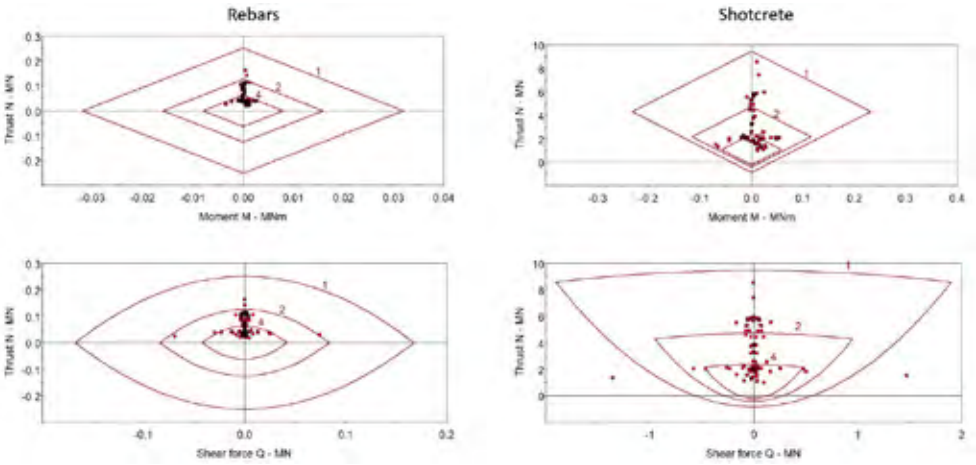
Endelig utført sikring for 2030-2034 er uthevet i Tabell 3 og illustrert i Figur 4. Q-verdi er vurdert til 0,27 som korresponderer til Statens vegvesens sikringsklasse IVa. Til tross for at denne sikringsklassen ikke inkluderer sikring med sprøytebetongbuer, ble det vurdert til at to enkle sprøytebetongbuer var nødvendig for å oppnå tilfredsstillende stabilitet. Foliasjonens tette oppsprekking og ugunstige geometri var en avgjørende faktor for denne beslutningen. For å ikke miste tunnelprofilet i neste salve ble det også besluttet å forbolte fra vederlag til vederlag. Vedrørende hensikt med installerte sprøytebetongbuer i salven, kan begge betraktes ut fra et stabilitetshensyn - at inkludering av buer ble ansett som nødvendig for å oppnå tilfredsstillende stabilitet. Samtidig fungerer også den fremste buen som forankring til forboltene.



Figur 4 Utført sikring for salve 2030-2034.

Modellert last i sikringskonstruksjon

To sikringstilfeller for bergmassegruppen "Hønsa" er modellert, tilsvarende henholdsvis Statens vegvesens sikringsklasse IVa og IVb med sprøytebetongbuer med c/c 1,7 m. I Figur 5 vises kapasitetsplott for armeringsjernene og sprøytebetongen fra modellen med sikringsklasse IVb. Resultatet viser at sikkerhetsfaktoren i sikringselementene er over 1,5, og at sprøytebetongen er utsatt for betydelig høyere last og bøyemoment enn armeringsjernene. Merk at noen av punktene vist i figuren ikke er representative for den generelle oppførselen til sikringselementet og derfor ignoreres i analysen.



Figur 5 Kapasitetsplot for armeringsjernet og sprøytebetongen som simulerer sprøytebetongbuen i modellen av Hønsa. De mørkerøde linjene viser sikkerhetskonvolutter for sikkerhetsfaktor 1, 2 og 4. Merk at enkelte av punktene ikke er representative for den generelle oppførselen til sikringselementet og derfor ignoreres i analysen.

Resultatene fra Figur 5 er sammen med tilsvarende resultat for modellen med sikringsklasse IVa oppsummert i Tabell 4. Det kan sees at sikringskonstruksjonen som inkluderer sprøytebetongbuer er mest belastet, mens deformasjonen i de ulike sikringstilfellene er tilnærmet lik.

Tabell 4 Lastfordeling i sprøytebetongen for modellen av sikringsklasse IVa og i sprøytebetongbuene for modellen med sikringsklasse IVb.

	Aksielle krefter [MN]			Bøyemoment [MNm]	Skjærkrefter [MN]	Deformasjon [mm]
	Vegg	Heng	Vederlag	Heng/vederlag	Heng/vederlag	Heng
Hønsa IVa	4.1	0.9	0.9 – 1.6	-0.048 – 0.048	-0.9 – 0.9	7-9
Hønsa IVb	6.3	1.0	1.7 - 2.4	-0.12 – 0.11	-1.6 – 1.7	7 – 8.4

DEFORMASJON

Totalt 8 Geokon multipunkt ekstensometre ble installert i tunnelen på 4 ulike pelnummer i en avstand 3-5 meter bak stuff. Ekstensometrene ble forankret 12 meter inni bergmassen. For denne studien ble det målt deformasjoner fram til gjennomslag i tunnelen. For det ene pelnummeret ble det målt deformasjonen innenfor avlesningsmetodens feilmargin, for de to øvrig pelnummerene i hovedtunnelen ble det målt deformasjon på 3 og 10 mm. For den førstnevnte stammet 2 mm av deformasjonen fra de 6 m nærmest profilet og for sistnevnte stammet all deformasjonen fra de 6 m nærmest profilet. Det ble også installert ekstensometer foran en teknisk nisje hvor tverrsnittet er større enn den øvrige tunnelen. Her ble det målt en deformasjon på totalt 7 mm, 2 mm i de 6 meterne nærmest tunnelen og de resterende 5 mm utenfor dette. Med hensyn til den distinkte foliasjonen kan det ikke utelukkes at noe av den målte deformasjonen skyldes åpning av enkeltsprekker framfor en plastisk deformasjon av selve bergmassen.

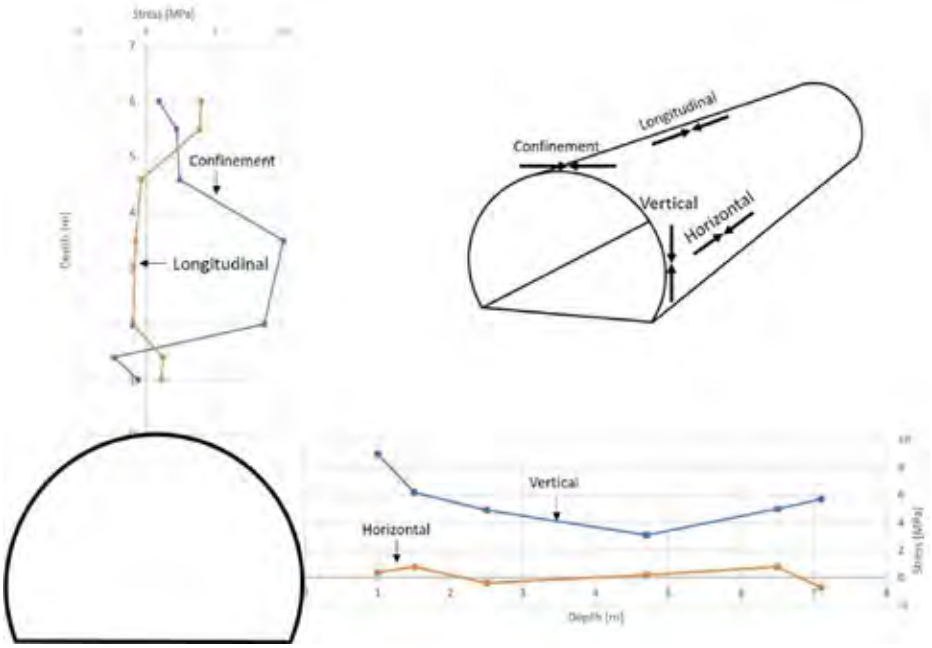
På det tidspunkt avlesning av deformasjon for innhenting av data til denne studien ble avsluttet viste målingene stabile verdier.

De faktiske målingene viser omtrent like store deformasjoner sammenliknet med resultatet fra numerisk analyse for bergmassegruppe "Hønsa" (se Tabell 4). Det må imidlertid presiseres at ekstensometrene ble installert noen meter bak stuff, og det må dermed forventes at noe av den totale deformasjonen allerede har skjedd. Dette gjør at deformasjonen som er målt i de installerte ekstensometrene kan vise noe mindre deformasjoner enn det som faktisk har skjedd. Den reelle totale deformasjonen er vanskelig å kvantifisere. Merk også at de numeriske analysene ikke er kalibrert opp mot deformasjonsdataene fra ekstensometermålingene.

BERGSPENNINGER

Figur 6 viser resultatet fra todimensjonale spenningsmålinger med Doorstopper-metoden i et horisontalt og et vertikalt hull. Spenningen i horisontalplanet over heng varierer over små avstander og innenfor de ulike lagene i bergmassen. Det er målt liten innspenning i bergmassen nær heng. På det meste endrer spenningen seg med 11 MPa på 0,6 m.

Merk at avstanden mellom de ulike målepunktene varierer mellom 0,4 og 2,2 m og gjør at spenningsforholdene i enkelte lag kanskje ikke detekteres. Tatt i betrakting den lave innbyrdes avstanden mellom sprekkene i lagdelingen kan det følgelig eksistere større variasjoner enn det som er målt. Størrelsen på de målte spenningene indikerer ikke tilstedeværelse av høye spenninger som videre kan lede til betydelige deformasjoner.



Figur 6: Omslutningsspenning og langsgående spenning i horisontalplanet over heng, og vertikal- og horisontalspenning i vertikalplanet i sidevegg av tunnelen. Figuren i øvre høyre hjørne illustrerer orientering på spenningene relativt til tunnelen.

Figur 7 viser største hovedspenning i tverrsnittet for modellen av bergmassegruppe "Hønsa". Resultatene fra den numeriske analysen indikerer lave og noe varierende spenninger i heng og vederlag, stedvis er spenningen ned mot 0 MPa. Endringen i størrelse av største hovedspenning i heng er sammenfallende med plassering av foliasjonsplan.

Figur 7 Største hovedspenning i tverrsnittet for modellen av Hønsa. Spenningskryssene viser omtrentlig retning på største og minste hovedspenning i snittet.

Resultater fra både in-situ spenningsmålinger og numerisk analyse indikerer at det er liten innspenning i heng, samt variasjon i spenningskonfigurasjonen i vertikal retning over heng. Liten innspenning kan potensielt føre til gravitativt betinget utfall i heng. Variasjon i spenningskonfigurasjonen i ulike lag kan føre til glidning langs foliasjonsplan og blokkutfall om foliasjonsplanene kuttes under driving. Basert på disse resultatene kan det konkluderes med at stabilitetsproblemer er knyttet til gravitativt utfall framfor høye spenninger. Dette bekreftes av erfaringer fra ingeniørgeologiske kartlegging, og indikeres i data for utført bergsikring ved den utstrakte bruken av forbolting i prosjektet (se Bøgeberg & Skretting, 2021).

HOVEDFUNN

Det er viktig å påpeke at erfaringer og resultater relatert til studiens tema til en viss grad begrenses til case-studien og de gjeldene bergmasseforholdene her. Samtidig er det tatt utgangspunkt i litteratur og tidligere forskning om temaet som muliggjør for å belyse funnene fra case-studien i en mer generell sammenheng. Hovedfunnene i denne studien kan følgelig deles inn i to nivåer vedrørende dets tema:

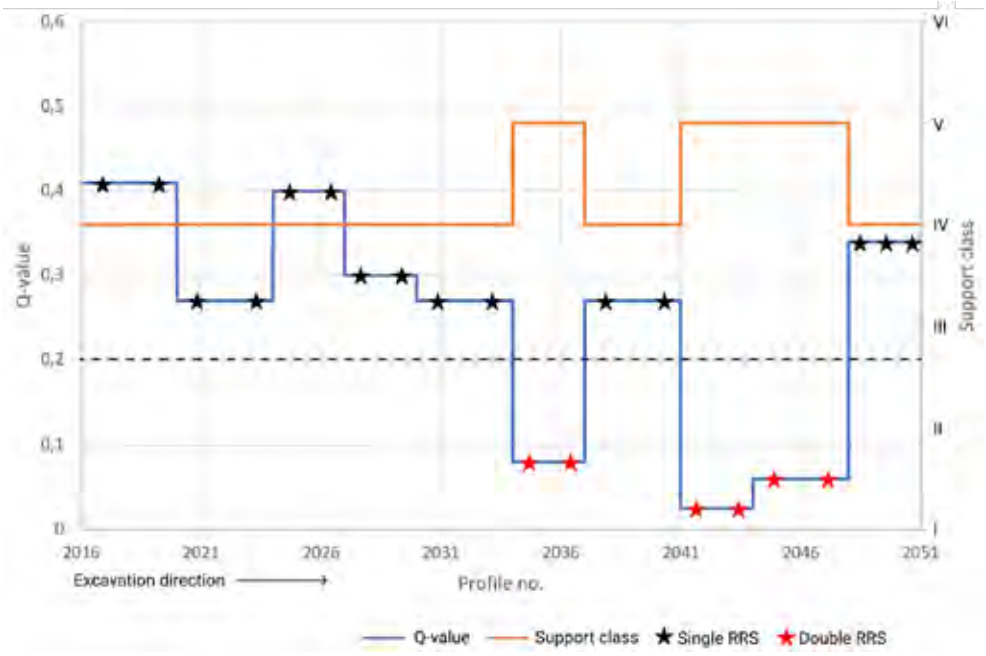
- Spesifikt gjeldende for bergmasse og stabilitet i den nye Skarvbergtunnelen
- Mer generelt for bergsikring i dårlig bergmasse

Bruk av sprøytebetongbuer i den nye Skarvbergtunnelen kan, som nevnt, deles i to grupper med hensyn til sikringselementets hovedhensikt. I en diskusjon om anvendbarheten til Q-systemet og Statens vegvesens sikringsanbefalinger i dårlig bergmasse, er bruk av sprøytebetongbuer for et rent stabilitetsbehov det mest interessante å studere. Fra kartlagte salver i studien er dette mest gjeldende for bergmassegruppe "Hønsa" og "Svakhetssoner".

I denne artikkelen er det valgt å fremheve resultater fra "Hønsa", ettersom bergmassekvaliteten her kan argumenteres for å ligge på grensen mellom behov for lokalt lastbærende sikring med bergforsterkende virkning på den ene siden, og globalt lastbærende sikring med hvelvvirkning og opptak av totale radielle deformasjoner på den andre siden.

Figur 8 illustrerer kartlagte Q-verdier av entreprenør, hvilken sikringsklasse fra Statens vegvesens sikringstabell det er sikret etter, og utført sikring av sprøytebetongbuer fra pelnummer 2016-2051. Salver som er sikret med enkle buer tilhører bergmassegruppe "Hønsa", mens de som er sikret med doble buer tilhører gruppen "Svakhetssone". Grensen for bruk av sprøytebetongbuer etter Statens vegvesens sikringstabell ($Q \leq 0{,}2$) er markert med stiplet linje. Merk at det ikke er skilt mellom sikringsklasse IVa og og IVb i figuren, ettersom ingen av salvene faller innenfor IVb ($0{,}1 < Q < 0{,}2$).

Figuren viser at for alle salver hvor det er installert enkle sprøytebetongbuer (svart stjerne), er det avvik mellom sikringsanbefaling og utført sikring, ettersom alle salvene er kartlagt med $Q > 0{,}2$. Under driving ble det likevel vurdert som nødvendig å inkludere sprøytebetongbuer i den endelige sikringskonstruksjonen. Salve 2030-2034, "Hønsa" (se Figur 3 og Figur 4), er et eksempel på en salve hvor det er valgt å avvike fra sikringsanbefalingene til Statens vegvesen for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.



Figur 8 Kartlagte Q-verdier av entreprenør og tilhørende sikringsklasse fra SVV.

Det må påpekes at entreprenørens valg for å avvike fra sikringsanbefalingene som Q-verdien utløser i særlig grad er påvirket av to faktorer: en tidligere deformasjonshendelse i tre sprøytebetongbuer, og økt oppmerksomhet til geologiske forhold som påvirker stabiliteten i større grad enn hva Q-systemets parametere fanger opp. Dette gjelder spesielt oppsprekkingssituasjonen i bergmassen. Merk at Q-systemet ikke direkte tar hensyn til orienteringen av sprekkene, en faktor som for Skarvbergtunnelen i stor grad kontrolleres av den subhorisontale foliasjonen. Entreprenøren gjorde også, i samråd med byggherren, en vurdering på stuff om behov for forbolting. Det ble i noen tilfeller forsøkt å sikre uten forbolting, med konsekvens av utfall og tap av profil i neste salve. En tyngre sikringskonstruksjon enn bolter og sprøytebetong ble derfor vurdert til nødvendig for å ivareta stabiliteten.

Entreprenørens valg fra å avvike fra sikringsanbefalingene kan med andre ord begrunnes ut fra ingeniørmessige vurderinger. Samtidig indikerer disse avvikene at sammenhengen mellom Q-verdi og korresponderende anbefalt sikring ikke er tilstrekkelig god nok for gjeldene bergmasse. Fra resultatene og erfaringene fra bergmasseforhold tilsvarende bergmassegruppe "Hønsa", viser denne studien at det er nødvendig med ingeniørgeologiske og praktiske bergtekniske vurderinger som strekker seg utover anbefalingene til Q-systemet.

Oppsummert, for bergmassekvalitet tilsvarende "Hønsa", peker resultatene fra ingeniørgeologisk kartlegging, og deformasjonsdata og numeriske analyser i to forskjellige retninger angående bergsikring:

- Fra kartlegging var det tydelig at erfaring med sikring med kun sprøytebetong og bolter ikke var tilstrekkelig, og bruk av forbolting og sprøytebetongbuer ble derfor ansett som nødvendig. Fra ingeniørgeologisk kartlegging er det likevel tydelig at oppsprekkingssituasjonen kan føre til betydelige punktlaster, noe som gir et behov for lokalt lastopptak fra sikringskonstruksjonen.
- Resultater fra 2D-numeriske analyser viser at for en simulert bergmasse tilsvarende "Hønsa" er det minimal forskjell i resultatene for en modell med og uten sprøytebetongbuer med hensyn til sikkerhetsfaktor og deformasjon. Deformasjonsdata fra ekstensometermålinger og numeriske analyser er sammenfallende, og viser at det er lite deformasjon i salver som er sikret med sprøytebetongbuer for stabilitetshensyn. Dette kan tolkes som at de lastbærende egenskapene til dagens design av en sprøytebetongbue ikke nødvendigvis er aktivert, og at hvelvvirkningseffekten i designet til de installerte sprøytebetongbuene i dette tilfellet ikke trengs for den gjeldende bergmassen.

Det er åpenbart vanskelig å trekke en endelig slutning om de lastbærende egenskapene til sprøytebetongbuene med hvelvvirkning var nødvendig i dette tilfellet eller ikke. Men, resultatene indikerer at bergmassen havner innenfor et intervall mellom det som kan sikres sikringselementer som har global bergforsterkende effekt med lokal lastbærende virkning på den ene siden, og bergmasseforhold som har behov for sikring med hvelvvirkning for å ta opp betydelige deformasjoner.

Sprøytebetongbuene som ble installert i den nye Skarvbergtunnelen i bergmasseforhold tilsvarende "Hønsa", kan sies å i hovedsak være installert for å ivareta detaljstabiliteten i lokale partier. Ut fra gjeldende sikringsanbefalinger og tilhørende sikringselementer, sikres det med andre ord ut fra et formål om lokalt lastopptak, uten behov for hvelvvirkning, men det brukes et sikringselement i henhold til beskrivelsen i N500 (Statens vegvesen, 2020) som gir en global lastbærende sikring med hvelvvirkning. For bruk av sprøytebetongbuer som oppheng for forbolter er heller ikke hvelvvirkningseffekten nødvendig. Fra dette kan det argumenteres for at bruk av sprøytebetongbuer med hvelvvirkning er, for dette tilfellet, konservativt sett i lys av stabilitet. Et lokalt lastopptak kunne også blitt oppnådd med en sprøytebetongbue uten hvelvvirkning.

Følgelig kan det argumenteres for at det i dagens sikringsanbefalinger finnes et behov for et supplerende sikringselement som kan anvendes i dårlige bergmasseforhold hvor man trenger en kraftigere sikring enn bare sprøytebetong og bolter, men ikke har behov for sprøytebetongbuer med hvelvvirkning. En sprøytebetongbue uten hvelvvirkning er et eksempel på et sikringselement som havner i dette intervallet. En slik bue trenger ikke å utformes med semisirkulær geometri, jfr Figur 1 a). Et slikt alternativ vil også være både kostnads- og tidsbesparende, da det brukes mindre sprøytebetong og mindre armeringsjern for et slikt design sammenlignet med designet av en sprøytebetongbue med hvelvvirkning.

Resultatene fra "Hønsa" indikerer at sprøytebetongbuer uten hvelvvirkning kunne vært tilstrekkelig.

Som en konsekvens av å inkludere et nytt sikringselement i dagens sikringsanbefalinger vil det også være nødvendig å revidere grensene for dagens sikringsanbefalinger. Til tross for at denne studien i hovedsak retter seg mot Statens vegvesens sikringsanbefalinger, vil en anbefaling om å inkludere et nytt sikringselement med liknende egenskaper som en sprøytebetongbue uten hvelvvirkning også gjelde for sikringsanbefalingene gitt i Q-håndboka, NGI (2015).

KONKLUSJON

Erfaring fra Skarvbergtunnelen viser at bestemmelse av bergsikring utelukkende basert på bruk av Q-systemet og Statens vegvesens sikringsanbefalinger ikke er tilstrekkelig. Q-systemet alene fanger ikke opp de gitte bergmasseforholdene og sikringsbehovet godt nok, og det er følgelig et avvik mellom Statens vegvesens sikringsanbefalinger og utført sikring i tunnelen. Resultater fra 2D numerisk analyse og deformasjonsmålinger indikerer at for bergmasseforhold lik studiens definerte bergmassegruppe "Hønsa", er ikke nødvendigvis sprøytebetongbuenes totale lastbærende funksjon i form av en hvelvvirkning aktivert. Samtidig er det tydelig fra ingeniørgeologisk kartlegging at en sikringskonstruksjon med kun bolter og sprøytebetong ikke gir tilstrekkelig stabilitet. Flere av salvene i den nye Skarvbergtunnelen faller følgelig inn i et intervall hvor det er behov for noe mer enn sprøytebetong og bolter, men hvor det nødvendigvis ikke er et behov for armerte sprøytebetongbuer (med hvelvvirkning) slik de installeres i dag i vegtunneler. Fra dette kan det argumenteres for at finnes et behov for et supplerende sikringselement innenfor det gitte intervallet i dagens sikringsanbefalinger som kan anvendes i dårlige bergmasseforhold. En tydeligere nyansering av funksjonen til de armerte sikringsbuene kan derfor være hensiktsmessig.

REFERANSER

Bøgeberg, G. E. & Skretting, E., 2021. *Evaluation of the basis for rock support design for poor rock mass conditions in Norway - A case study from the construction of the New Skarvberg Tunnel characterized by hard rock subjected to unfavorable jointing,* s.l.: Masteroppgave, NTNU.

Høien, A. H., 2018. Applicability of Reinforced Ribs om Sprayed Concrete in Sections of Poor Quality and Swelling Rock Mass. *Doktorgradsavhandling, NTNU*.

NFF, 2008. *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.* s.l.:NFF.

NGI, 2015. *Bruk av Q-systemet Bergmasseklassifisering og bergforsterkning.* s.l.:s.n.

Pedersen, K. B., Kompen, R. & Kveen, A., 2010. *Teknologirapport nr.2538 Arbeider foran stuff og stabilitetssikring,* s.l.: Vegdirektoratet.

Statens vegvesen, 2015. *Geologi Ev69 Hønsa-Skarvbergvika Rapport til reguleringsplan tunnel,* s.l.: Statens vegvesen Region Nord.

Statens vegvesen, 2020. *Håndbok N500 Vegtunneler,* s.l.: Vegdirektoratet.

Statens vegvesen, 2020. *Tunnelveiledning Håndbok V520,* s.l.: Statens vegvesen Vegdirektoratet.

MANAGEMENT OF SAFE FOR FIRST-TIME FILLING THROUGH FE MODEELING OF PORE PRESSURE AND DEFORMATION

Experience from large hydropower cavern complex, Neelum Jhelum HPP, Pakistan

Hui Lu, Geotechnical engineer, Multiconsult Norge AS

Richard Duncumb, Geotechnical engineer, Multiconsult Norge AS

Asbjørn Halvorsen, Engineering Geologist, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Det er etablert flerfunksjons 3D FEM modeller for dype og store fjellhaller i et vannkraftverk i nordøst Pakistan. FEM modellene har som formål å studere stabiliteten for fjellhallene under prosjektering og i byggefasen. Det ble utført en kompleks sensitivitetsanalyse av tilstand ved første gangs vannfylling med 420m høyt vanntrykk. Ved analysene poretrykksendringene i bergmass estimert, med påvirkning av stabiliteten til fjellhallene. Et risikostyringssystem har blitt etablert for å hjelpe til med rask og effektiv vurdering på første gangs oppfylling. Analyseresultatene ble sammenlignet med faktiske overvåkningsdata fra 55 poretrykksmålinger installert i berg rundt fjellhallene. Injisering og trykkavlastingssystem har blir vurdert. Erfaring er oppsummert.

ABSTRACT

Multi-purpose 3D FEM numerical models have been established for a deeply situated large hydropower cavern complex, in the North-East of Pakistan. The FEM models were developed to assess cavern stability in the design and construction stages. A complex sensitivity analysis was undertaken for first-time filling stage of the 420 m gross head project. The analysis models the behavior of the pore pressures in the rockmass, which affect the powerhouse cavern stability. A traffic light risk management system was established to assist quick and effective decision making during the first-time filling process. The analysis results were compared with actual monitoring data from 55 piezometers installed in rockmass around the powerhouse cavern complex. The performance of the grouting and pressure relief structures are evaluated. Experiences are summarized.

1. INTRODUCTION

The Neelum-Jhelum Hydroelectric project is located about 100 km north-west of Islamabad in the Kashmir region of Pakistan (Figure 1). By a comprehensive tunnel system water is transferred from the Neelum River to the Jhelum River downstream of the confluence with the Neelum river at Muzaffarabad. A composite (concrete gravity + rockfill) intake dam of length 160 m and height 47 m is located in the Neelum River at Nauseri, about 41 km upstream of Muzaffarabad. An underground powerhouse is located near Chatter Kalas.

The Client Pakistan Water and Power Development Authority (WAPDA) appointed Chinese consortium CGGC-CMEC for the construction works. Construction started in early 2008 and was completed in April 2018. Neelum Jhelum Consultants, a Joint Venture of MWH International (Stantec), Norplan (Multiconsult), NESPAK, ACE and NDC, was appointed to provide design and supervision services during construction.

The project is divided in three construction areas, as shown in Figure 1 and described as follows:

- C1 – upper area: including the intake dam and the upper part of headrace tunnel;

- C2 – central area: including most of the 20 km long headrace tunnel including TBM twin tunnels and the shallow crossing under the Jhelum river;
- C3 – lower area: including the lower part of headrace tunnel, the powerhouse complex and the tailrace tunnel;

This article focusses on the powerhouse stability, particularly the comparison of the FEM (Finite Element Method) numerical modelling with actual monitoring of the C3 powerhouse complex during the first-time filling load condition. The FEM modelling is done in Plaxis3D with the version varied from 2011 to 2016.

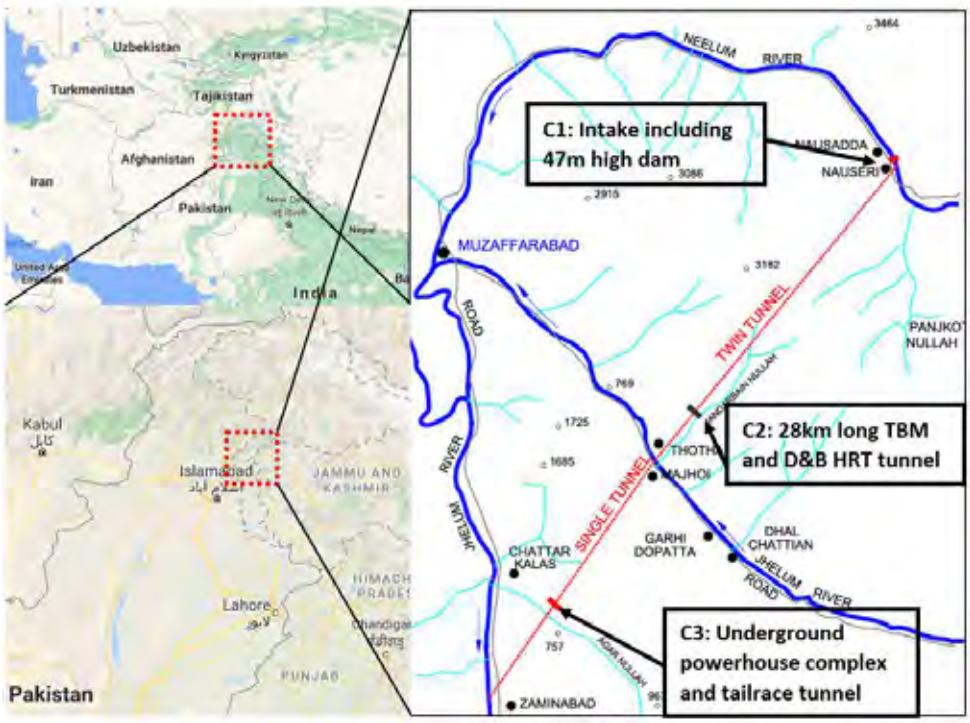


Figure 1 Neelum Jhelum Hydropower Project – Project location

2. C3 UNDERGROUND POWERHOUSE COMPLEX

2.1 INTRODUCTION OF THE C3 POWERHOUSE COMPLEX

The C3 underground powerhouse complex includes an underground powerhouse cavern (137m long x 25m wide x 47m high) and a transformer cavern (150m long x 17m wide x 20,5m high), with a 35m wide rock pillar between them. Upstream of the powerhouse the concrete lined headrace tunnel and manifold leads into the four steel penstocks. Downstream of the powerhouse are the concrete lined draft tube tunnels leading into a manifold and the partially lined tailrace tunnel. Together they make up the C3 underground powerhouse complex with other access/connection tunnels and shafts. The layout of the underground powerhouse complex is presented in Figure 2

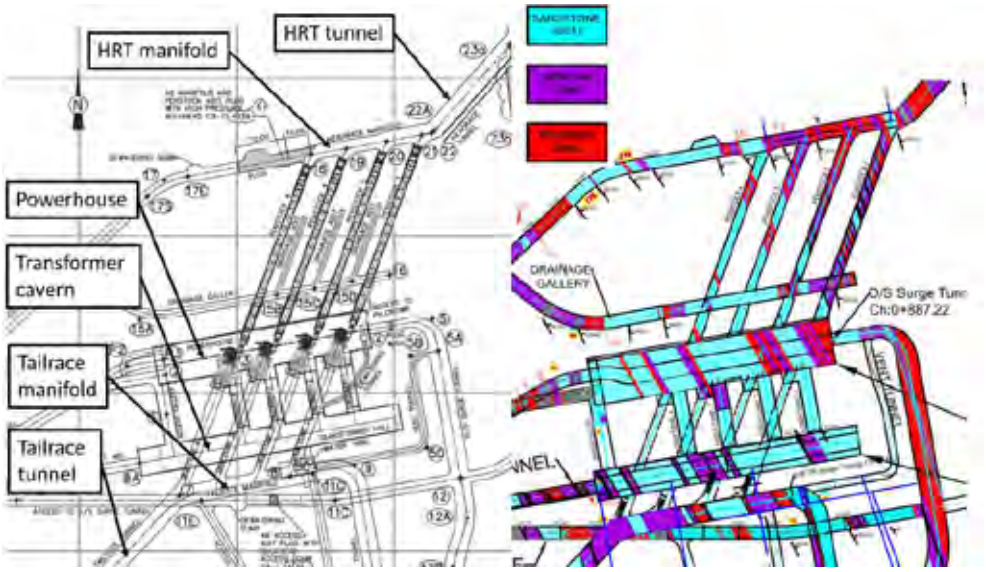


Figure 2 Layout and geology of the Neelum Jhelum underground powerhouse complex, focused on the headrace manifold, penstock tunnel, drainage system, powerhouse and transformer cavern.

2.2 GEOLOGY AND ROCKMASS QUALITY

The underground powerhouse complex is situated at a depth of approximately 400m in the Upper Murree formation, comprising interbedded SS-1 sandstone, siltstone and mudstone. When the access tunnel was excavated in the construction stage, the powerhouse was relocated to a more favourable location (Figure 2), dominated by the better-quality SS-1 sandstone [1].

The rock mass strength and stiffness parameters were determined by laboratory tests, empirical values, and back calculations (Table 1). The back calculations also include 31 selected locations in the C2 tunnels in additional to C3. The GSI values, which govern the rockmass strength and stiffness by the generalized Hoek-Brown [4] and generalized Hoek-Diederichs formulas [5] respectively, are determined by the rockmass classification and updated during the different design and construction stages as more information from monitoring become available. This design strategy modified by the observational technique was applied throughout the rock support and reinforcement design for the underground structures in the C2 headrace tunnel (HRT) [2] and C3 powerhouse complex.

Table 1 Rock mass strength input parameters obtained from laboratory tests, empirical values, and back calculations

Rock type*	Intact rock properties			Parameters to obtain rock mass strength and stiffness
	UCS (MPa)	m_i	E_i (GPa)	GSI
SS-1	86	17	32	65
Siltstone	66	7	23,1	50
Mudstone	42	9*	12,6	50

* The relatively high m_i of the mudstone is obtained, verified, and updated from the back-calculations

2.3 POWERHOUSE BEHAVIOUR DURING EXCAVATION

The powerhouse cavern is extensively instrumented with reflectors (convergence measurements) and extensometers making up the bulk of the instrumentation for measurement of deformation. Instrumentation was concentrated at elevations of 611, 602 and 595masl at 20m spacing along the length of the powerhouse cavern (Figure 3 left).

The powerhouse locally exhibited significant deformation during excavation. The largest measured deformations were at chainage 50 m (middle / western part of powerhouse). With a total of 215 mm and 300 mm convergence at elevation 611 and 602masl respectively at the end of the excavation period (Figure 3 right).

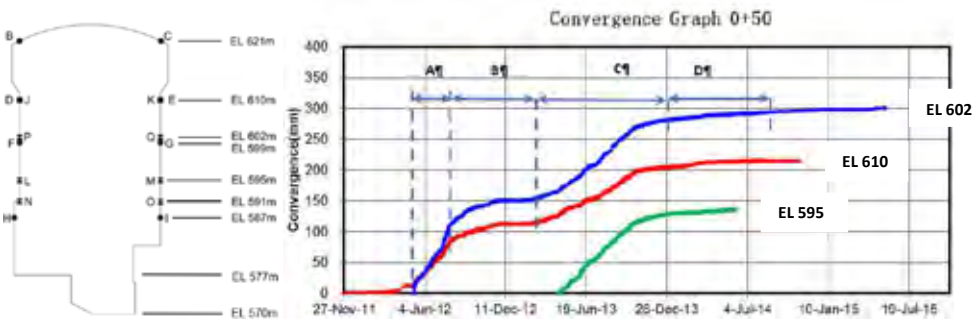


Figure 3 measured convergence deformation at EL 610, EL 602 and EL 595 respectively at Chainage 50

As Figure 3 shows, the logistical pause of the powerhouse excavation in period B offered a valuable opportunity to update FEM numerical modelling. A figure of the Plaxis3D model and an example of the detailed excavation stage construction is shown in Figure 4.

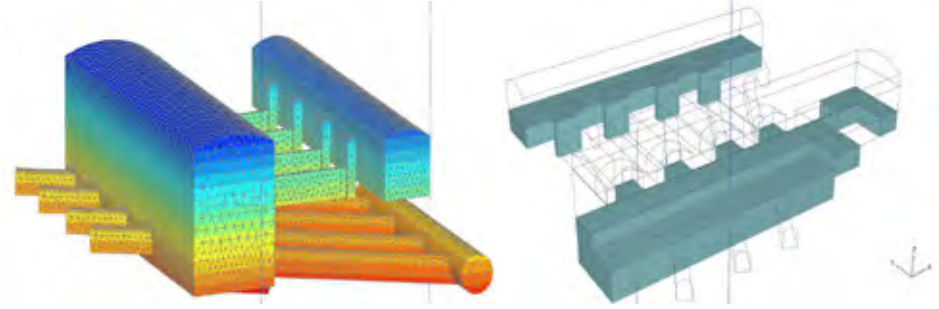


Figure 4 Detail Plaxis3D modelling layout(left) and an example of the detailed excavation stage (right)

Final convergence and extensometer deformation were modelled in Plaxis 3D and compared with the actual measurements shown in Figure 5, similar plots were made for all instruments [1]. The calculated deformation from the FEM numerical modelling generally fits well with the actual measurements except at CH30-50 where the rockmass was locally dominated by weaker and softer mudstone and siltstone.

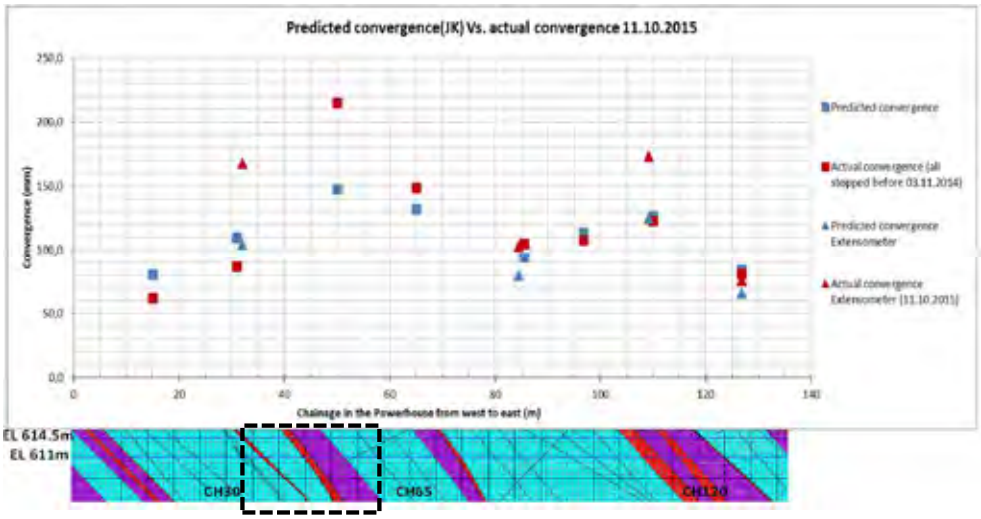


Figure 5 modelled final convergence and extensometer deformation compared with actual measurements at the end of the excavation. The mudstone and siltstone in the downstream powerhouse wall (black dash lines) are likely given excessive deformation.

3. PORE PRESSURE RELIEF STRUCTURES AND INSTRUMENTATION

3.1 GENERAL

Considering the significant deformation during excavation, a concern was how the powerhouse complex stability would be affected by first-time filling of the tunnel system with a gross head of 420 m. Design feature to enhance the stability of the powerhouse complex, included consolidation grouting, pore pressure relief structures and deformation monitoring. The key was to make the rockmass around the headrace manifold as watertight as possible as well as relieve the pore pressure in the rest of rockmass, particularly in the upstream wall of the powerhouse cavern.

3.2 PORE PRESSURE RELIEF STRUCTURES

The concrete lined HRT manifold is 95m from the powerhouse upstream wall. The four penstock tunnels that lead water to the powerhouse are steel lined. The following structures are constructed between the concrete lined HRT manifold and powerhouse to relieve the pore pressure in the rockmass. They are also shown in Figure 2 and Figure 6.

1. About 10m thick microfine cement consolidation grouting curtain around the concrete lined HRT manifold;
2. Three drainage adits between and above the four penstock tunnels with drainage holes leading into;
3. Drainage gallery upstream of the powerhouse wall with drainage holes (3 m spacing) covering the elevations from 575m to 635 masl;
4. Drainage holes in the powerhouse floor and downstream wall.

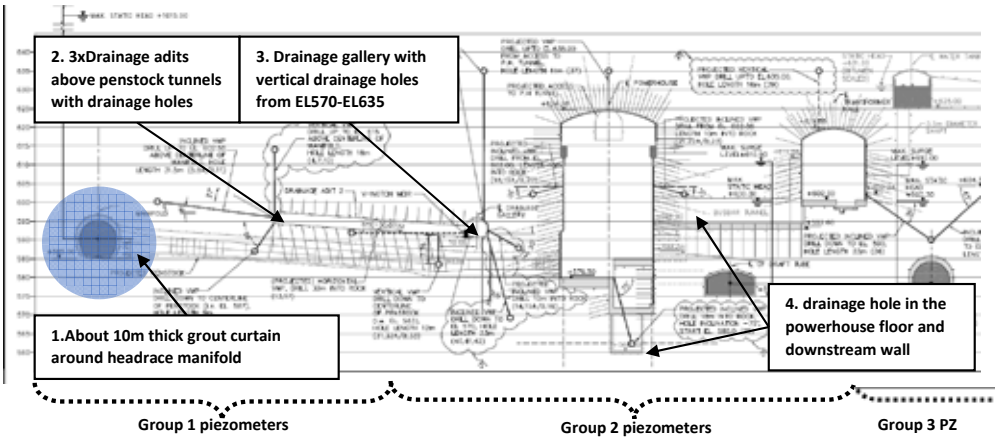


Figure 6 Section showing pressure relief structures and piezometers the powerhouse complex. In total there are 55 piezometers divided into three groups according to their location.

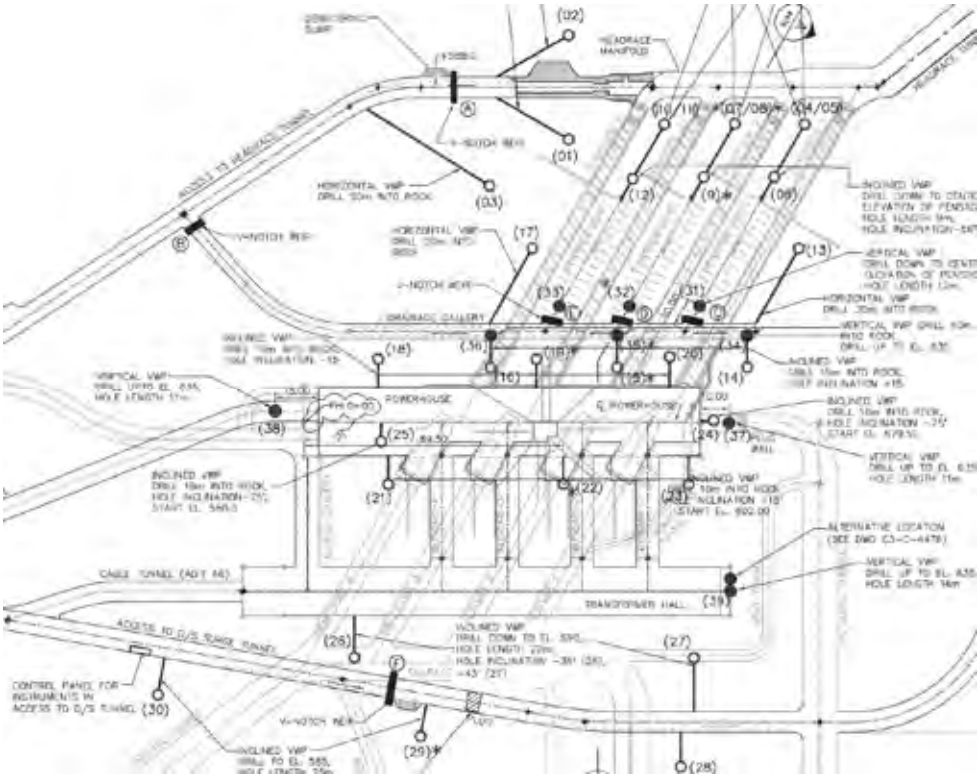


Figure 7 overview of the piezometers installed around the powerhouse complex, and numbers in brackets are the piezometer ID numbers.

3.3 INSTRUMENTATIONS

Instrumentation installed before first-time filling includes vibration wire piezometers, V-notch leakage measurement weirs, convergence measurements, extensometers, crack meters and load

cells installed on the post-tension anchors. Moreover, daily inspections were undertaken to ensure the monitoring program was well functioning as intended.

Deformation monitoring instruments show deformation of the powerhouse but not the causes behind it. Deformation can also occur with a delay complicating timely decision-making during first time filling. Monitoring during first-time filling was therefore highly reliant on the 55 installed piezometers in the rockmass around and mostly upstream the powerhouse complex. The remainder of this article mainly focusses on the piezometers. The layout of the piezometers is shown in Figure 6 and Figure 7.

The piezometers can generally be divided into three groups. They are shown in Figure 6 and presented as follows:

- Piezometers located between the HRT manifold and the drainage gallery
- Piezometers located between the drainage gallery and the transformer cavern
- Piezometers located downstream of the transformer cavern

4. FEM SEEPAGE MODELLING

4.1 GENERAL

To enable quick assessment of the piezometer readings during the first-time filling, a 3D hydrogeological FEM seepage model was established of the upstream side of the powerhouse complex. The modelling was undertaken in Plaxis3D.

Both steady-state and transient analysis were undertaken. The sensitivity analysis also included scenarios resembling malfunction of either grouting and / or the drainage gallery (with drainage holes).

4.2 MODEL LAYOUT AND INPUTS

The model layout is shown in Figure 8. The drainage adits upstream of the gallery were not considered in the model to keep the model simple, robust and conservative. The filling was planned in four stages. The duration of each stage was about 8 days, which included 2,7 days of filling (100m gross head) and 5 days at constant water level (Figure 8).

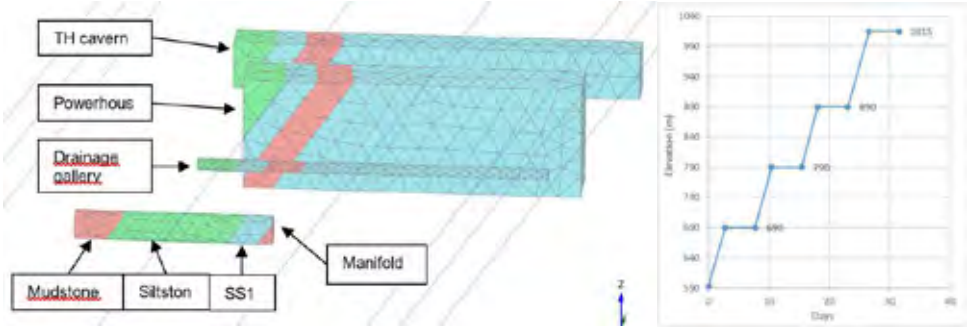


Figure 8 layout of the Plaxis3D FEM model (left, looking from upstream to downstream) and the planned stage filing.

It is very difficult to estimate the permeability of the rockmass in an accurate way since the water is transported in the joints, but estimates were based on information from Lugeon tests and hydraulic fracturing tests in C3 project area with the same geology (Table 2). It is also assumed that the consolidation grouting can fill up the joints in the rockmass and reduce the permeability to 1E-07m/s but not lower. 420 m pressure head was applied at the boundary in the headrace manifold, and free

flow seepage boundary (P=0 or Q=0) is applied in the powerhouse & transformer walls as well as drainage gallery & holes.

Table 2 Material permeability for the FEM modelling

Materials	Permeability for ungrouted rockmass	Permeability for the grouted rockmass
SS-1	1E-06 m/s	1E-07 m/s
Siltstone	1E-07 m/s	1E-07 m/s*
Mudstone	1E-08 m/s	1E-08 m/s*

*Assume that consolidation grouting cannot reduce the permeability less than 1E-07 m/s

4.3 RESULTS

A section of the 3D FEM steady-state analysis result is presented in Figure 9 as an example. The high gradient concentration around the HRT manifold and zero pressure line (L contour line) along the drainage gallery and holes indicate the functionality of the manifold grouting and drainage gallery and holes in the model.

The transient analysis models pore pressures during the filling period. The development of pore pressure vs. time of the Group 1 piezometers is shown in Figure 10 as an example. It clearly shows the delay of the piezometer responses that is correlated with the distance between the HRT manifold and each individual piezometer locations.

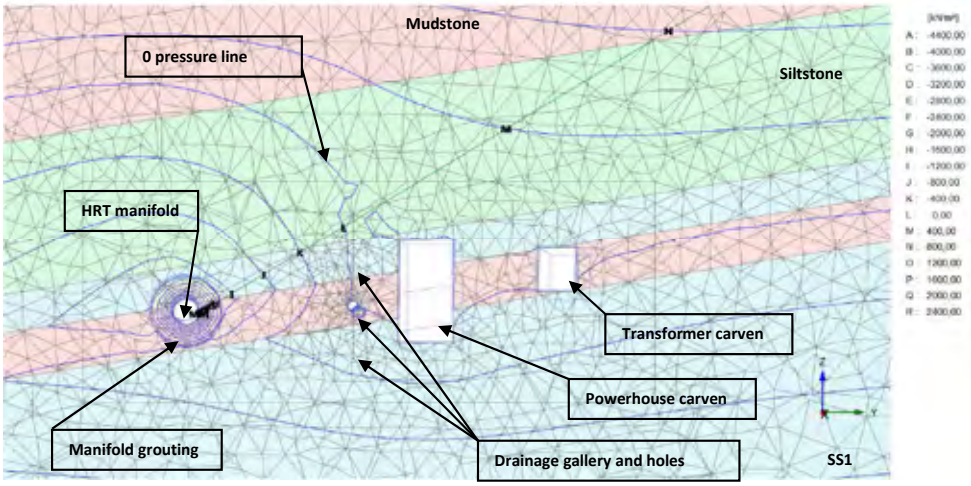


Figure 9 A typical section of the steady state analysis with normal functioned manifold grouting and drainage gallery & holes. it should be noted that tensile is positive in Plaxis3D and the positive pore pressure is presented negative. Contour line L is the zero-pressure line

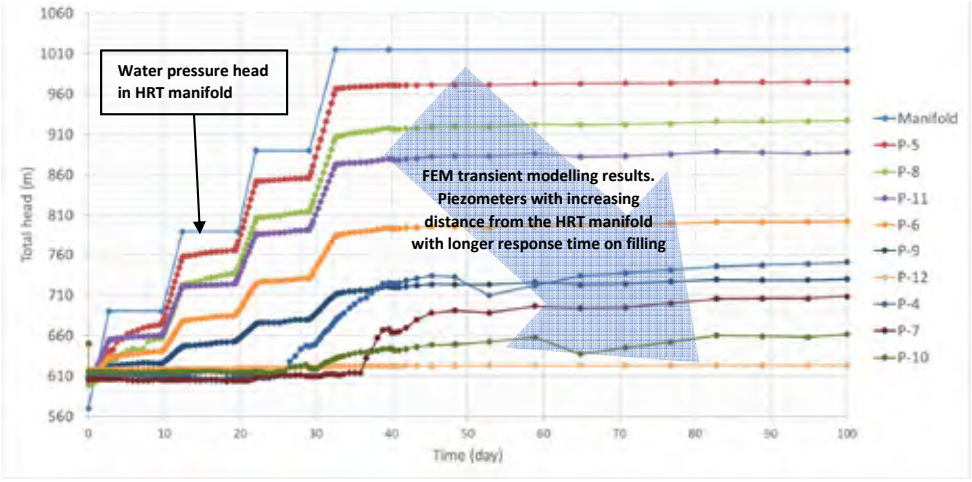


Figure 10 Graph showing the water head at the group 1 piezometer locations increasing with time from the FEM transient analysis. The delay of the response is related to the distance and geology between the piezometer location and headrace manifold.

4.4 TRAFFIC LIGHT SYSTEM

To simplify real time assessment during the first-time filling period, a traffic light system with threshold values was established based on sensitivity analysis, using FEM seepage and stability analysis with different sets of assumptions. The traffic light threshold values for the group 1 and group 2 are established separately. For the group 1 piezometers, the threshold values are established based on the Plaxis3D seepage sensitivity analysis; and for the group 2 piezometers, the threshold values were established based on RS^2 and Unwedge stability sensitivity analysis of the powerhouse. The system is presented in detail in Table 3.

Table 3 principle of pore pressure traffic light system. The table shows the establishment method and criteria for group 1 and 2 piezometers.

Group	Threshold values	Establish method	Threshold value establishment criteria
Group 1 piezometers	Yellow	Plaxis3D seepage and sensitivity analysis	Assume both manifold grouting and drainage gallery & holes are functioning as expected
	Orange		At this value it is assumed that manifold grouting malfunctioned, and the drainage gallery & holes are functioning as expected.
	Red		Assumed that both manifold grouting and drainage gallery & holes are malfunctioning
Group 2 piezometers	Yellow	Unwedge and RS^2 stability and sensitivity analysis	0 kPa pore pressure in piezometers
	Orange		Additional powerhouse convergence predicted (>40mm) or safety factor in Unwedge analysis (<1,5)
	Red		Additional powerhouse convergence predicted (>160mm) or safety factor in Unwedge analysis (<1,0)

Threshold values corresponding to the yellow, orange or red classes were established for each individual piezometer with consideration also being given to piezometer readings collectively. Clusters of piezometers as well as other leakage and deformation measurement should be evaluated together to give an overall vision. Several different potential failure mechanisms were defined, and possible scenarios were explored. Based on these scenarios, contingency plans were prepared before first-time filling.

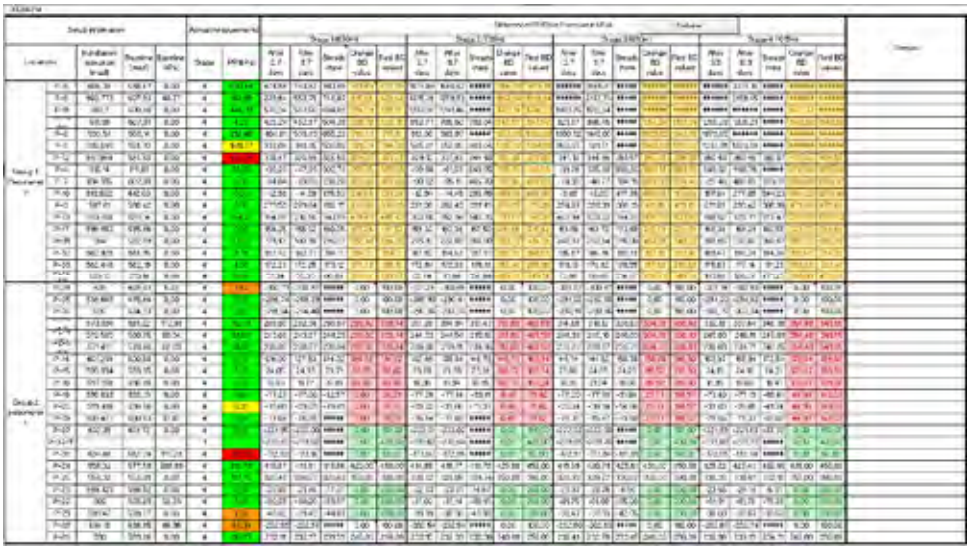


Figure 11 traffic light system for the real-time assessment of the pore pressure and stability during first-time filling

5 MONITORING DATA AND INTERPRETATION

5.1 FIRST-TIME FILLING

First-time filling was started on 06.03.2018 and completed on 03.04.2018. First-time filling was executed according to the plan shown in Figure 8 with some small deviations. The filling was initially started at EL 595m with breaks at EL 730m, 800m, 900m and 950m for about 2-4 days each. Afterwards, the head in HRT tunnel was stabilized and varied between EL 975-1015 m to test the mechanical equipment. The Neelum Jhelum hydropower project started production on 14 August 2018. The pore pressure and other monitoring continues today, and the designer was last updated in July 2020.

5.2 PIEZOMETER READINGS

The filling of the tailrace tunnel took place just before the filling of the HRT. There is clear evidence that 4 out of 5 group 3 piezometers responded only to the head in the shotcrete lined draft tube tunnels and downstream manifold. They have not noticeably responded to the upstream head in the HRT manifold at any point during or after the filling period.

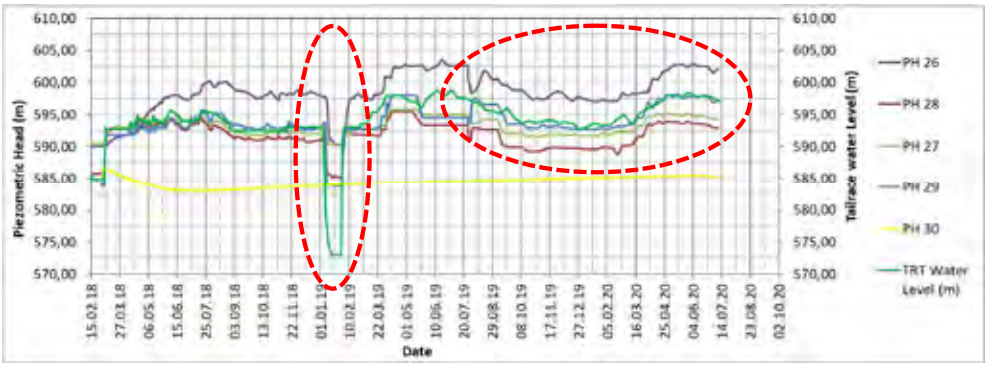


Figure 12 group 3 piezometers response to the head in the unlined draft tube tunnels and downstream manifold highlighted in red the dash lines

The overall interpretation of the group 1 & 2 piezometers is summarized in Table 4. There are only two piezometers in both group 1 (P-9 and P-12) and group 2 (P-38 and P-39) that are over the threshold values. The pore pressure readings for P-38 and P-39 were over the threshold values even before filling commenced and generally remained stable during and after filling (Figure 13). All the other group 2 piezometers were well below the threshold values.

Nearly all the piezometers' readings show a delay effect from the filling in the HRT tunnel. The delay can be as long as one year. The delay depends on the location of the piezometer and the geology. In general, with greater distance from the HRT manifold, the delay is longer.

Table 4 classification of piezometer by the response time

Category		**Piezometer categories**	
		Group 1 upstream piezometers	**Group 2 Piezometers around the powerhouse**
Piezometer over the threshold values	Constantly/currently/ historically over the threshold values	P-9 (yellow) P-12 (red)	P-38 (red) P-39 (orange)
Piezometers under the threshold values	Quick response to the filling and dissipated	P-8, P-11, P-31, P-44	-
	Delayed response to the filling	P-4, P-5, P-6, P-13 (1-year delay), P-32	P-25 (1,5-year delay) P-39
	No response to the filling	P-3, P-7, P-10, P-17, P-33, P-34, P-35, P-36, P-37, P-43	P-14, P-15, P-16, P-18, P-19, P-20, P-21, P-22, P-23, P-24, P-40

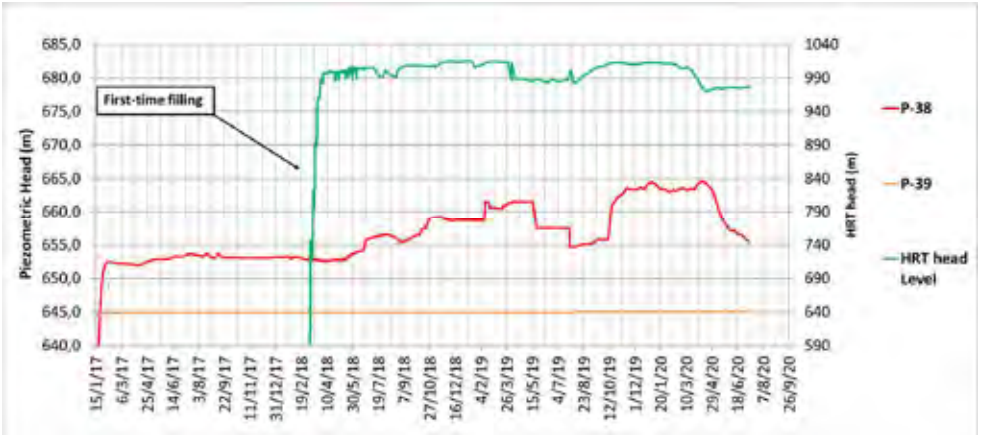


Figure 13 Piezometer reading for P-38 and P-39 in group 2. They are over the threshold values before filling and generally remained stable during and after filling

P-12 and P-9 measurements were over their red and yellow threshold values respectively (Figure 14). P-12 had almost an instantaneous response to first-time filling. After the filling period, the pressure head of P-12 has varied about 90m, and there is no clear correlation between P-12 and the head in the HRT tunnel. P-9 shows a 4-month delay response to the first-time filling. The piezometer readings seem to be correlated with the head in HRT tunnel with likely delay effects.

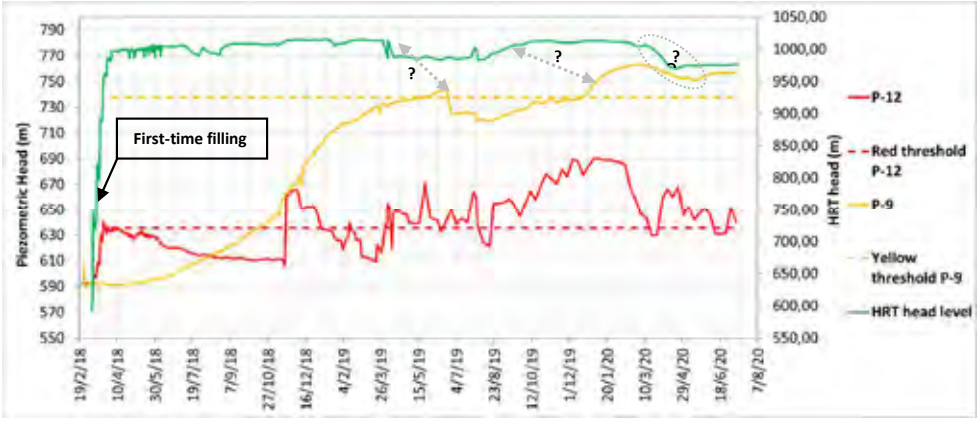


Figure 14 Piezometer readings for P-12 and P-9 in group 1. They rose over their red and yellow threshold values respectively. P-9 seems to correspond with the head in HRT tunnel with delay whereas the correlation in P-12 is less clear.

Moreover, it is interesting to look at the response of P-8, P-11 & P-31 (readings with quick responses which dissipated afterward - Figure 15) and P-5,P-6, P-13 & P-25 (readings with up to 1-year delay responses - Figure 16) to first-time filling, even though they are below their threshold values. Other piezometers presented in Table 4 show less of a response.

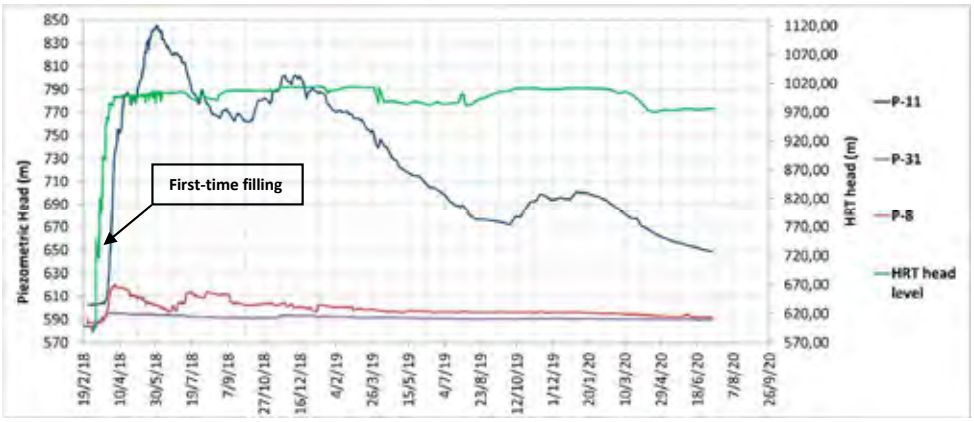


Figure 15 Pore pressure readings for P-8, P-11 and P-31, showing quick response to filling which dissipated afterwards.

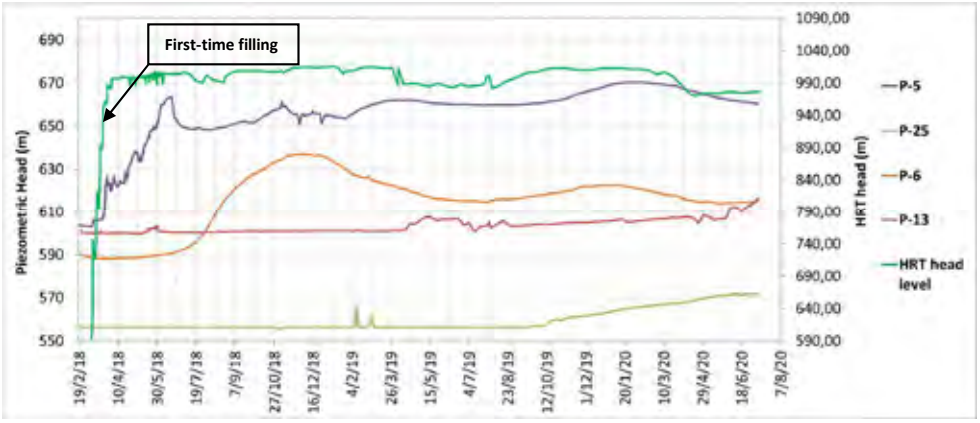


Figure 16 Pore pressure reading for P-5, P-6, P-13 and P-25, showing different degree of delay response to first-time filling.

5.3 INTERPRETATION

The monitoring is interpreted in the following way:

- The P-6, P-9 and P-12 piezometers are located between the steel lined penstock tunnels with similar distance from the unlined HRT manifold. The threshold pore pressure value for P-12 (435kPa for the red level) was defined as significantly less than for P-6 and P-9 (over 2500kPa). The reason for this was the low permeability mudstone layer crossing the rockmass between P-9 and P-12, but the monitoring data indicates that the mudstone layer is in reality not as impermeable as assumed in the FEM model. This is understandable since the permeability of the rockmass depends heavily on the discontinuities present, which have a degree of randomness and significant uncertainty associated with them. Even though piezometer P-12 is over the red threshold value, the reading is still significantly lower than the threshold value for P-9 and P-6, which was therefore still considered as acceptable after considering the piezometer readings together.
- There is a clear delay effect in some piezometers which in some cases was as long as over one year. This is in line with the experience of the first-time filling of hydropower project in Lower Kihansi, Tanzania (846m gross head) [3]. The delay effect is related to the distance from

the HRT manifold. Some piezometers however show the quick response to filling with dissipation of pore pressure afterwards. This is likely due to wash-out behaviour in joints or even local micro hydrojacking effects in the joints modifying permeability with time (less likely).

- Since all piezometers, particularly the group 1 piezometers are well below their threshold values and their behaviour well simulated, it is concluded that the consolidation grouting around the HRT manifold was effective. The designer is particularly confident with this interpretation when comparing the group 1 results with the ungrouted tailrace tunnels and manifold, where four out of five piezometers are highly correlated with the head in tailrace tunnels and manifold.
- The leakage measurements installed in the drainage adits and gallery did not show any increase throughout the entire first-time filling period. There was about 15 mm additional deformation in the upstream wall at the eastern side of the powerhouse, but no additional deformation was recorded at the most critical middle part during excavation at the western side.

6 CONCLUSION AND LESSONS LEARNED.

Based on the interpretation discussed in chapter 5, the designer concludes that the powerhouse performed more or less as predicted during first time filling with no threat to stability. The grouting and drainage constructions, instrumentation and numerical modelling played important roles together to enable this success.

The consolidation grouting around the HRT manifold with microfine cement proved to be successful. All the pore pressure and leakage measurements demonstrate that it successfully restricted the pore pressure in the HRT tunnel and the 10 m thick grouted rockmass around it.

Besides the piezometer instrumentation, it was extremely useful to undertake seepage FEM modelling and establish the threshold values for the piezometers before first-time filling. This prepared the engineer to interpret monitoring information and make complex real-time decisions during first-time filling. Even though the engineer was not confronted with a difficult and critical situation in this case, it is still highly recommended to undertake a similar effort for the first-time filling operations in future. It is the authors firm believe that the described system not only have enabled quicker and better decision making during the first-time filling, but also provides an important index for the safety of the powerhouse complex in the long-term operation condition.

Due to delayed pore pressure response to first time filling it is important to continue the monitoring program before (to provide a baseline), during and for a significant period after first-time filling is completed. The most sensitive piezometers that are around the powerhouse upstream wall may take a long time (more than 1 year) to respond to the head in the HRT tunnel.

REFERENCES

[1] A. Halvorsen and H. Lu (2016) Neelum Jhelum Hydropower Project, NFF Publ. No. 25, pp 123-129

[2] B. Ashcroft et al. (2019) Design and construction of cast in-situ steel fibre reinforced concrete headrace tunnels for the Neelum Jhelum Hydroelectric Project

[3] A. Halvorsen and J. A. Roti (2000) Design of unlined headrace tunnel with 846 m head at Lower Kihansi, Tanzania. Filling Experience.

[4] E. Hoek, C. Carranza-Torres & B. Corkum (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273

[5] E. Hoek, M.S. Diederichs (2006) “Empirical estimation of rock mass modulus”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, 203–215

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

FUNDAMENTERING PÅ SVAKE BERGARTER MED FOKUS PÅ LEIRSKIFERE

Foundations on shale.

Erik Endre, Rambøll

SAMMENDRAG

Leirskifere er svake bergarter med anisotrope egenskaper. Leirskifere har også et stort spenn i bergmekaniske egenskaper, da det kan være enkelte lag i slike leirskifervolumer med høy trykkstyrke, mens andre lag kan være nær nedknust. En-aksial trykkstyrke er mindre egnet. Dimensjonerende flatetrykk på leirskifere er i hovedsak basert på empiri. Leirskifere er vanligvis tett gjennomsatt av sprekker. Det blir da friksjon på sprekkeflater som vil utgjøre den begrensende faktor for trykkstyrke. Da det er store variasjoner i et volum av leirskifer, bør fremgangsmåte for å fastsette dimensjonerende trykkstyrke (flatetrykk) baseres på måling på bergartsvolum. Da kan en hensynta bruddmønster, som i skifrige bergarter kan ha sprekketetthet på centimeterskala. Det samme gjelder for Q-metoden og sprekkekarakterisering. Sprekkematerialet med sprekkefyllinger kan ofte ha høyere mekaniske egenskaper enn selve leirskiferen. Elastisk egenskaper er høyere enn for de fleste andre egenskaper. Det er kjent at alunskifer kan utvides ved avlastning (som ved etablering av planum på en lavere kote). Det er også kjent at når en ny kote etableres ved avlastning, kan en etter anslagsvis to til fire uker skave av 20 – 50 centimeter med skuffe på gravemaskin. Dette har konsekvenser for hvor mye den etablerte planumflaten vil komprimeres ved ny lastpåføring. Det er ofte flere materialer i et bæresystem. Summen av E-moduler for materialene i bæresystemer utgjør den samlede elastiske tøyningen som skjer ved lastpåføring. Innboringslengder i leirskifere er mindre påaktet. I tilfeller der det etableres en lavere kote i alunskifer, bør forbelastning av fundament vurderes grunnet volumutvidelsen som skjer i denne bergarten ved avlastning.

Foundations on shale. Shales are weak rocks often with a fissile texture. Swelling pressure may be high enough to cause severe damages to constructions. On the other hand is dimensioning load

INNLEDNING

Fundamentering på alunskifer har vært preget av usikkerhet på potensiale for svelletrykksutvikling og/eller svekket mekanisk styrke som følge av de kjemiske reaksjoner. Dette gir pH reduksjon med aggressivt miljø og samtidig svekket mekanisk bæreevne. Det har en tid i bransjen vært en tommelfingerregel at det skal dimensjoneres for et flatetrykk på 2MPa for å sikre seg mot skader fra svelletrykksutvikling ved dannelse av særlig gips ($CaSO_4 \bullet 2H_2O$). Det er åpenbart at dette ikke er eneste årsak til volumendringer i alunskifer. Det er også flere andre sulfatmineraler som dannes som også har et større volum enn de primære sulfidmineraler. Svelletrykksutvikling kan derfor mer generelt knyttes til oksidasjon av sulfider og ny-dannelse av sulfatmineraler i alunskifervolumet. Andre observasjoner i alunskifer er dannelse av åpne sprekker som følger skifrighetsplanet (Figur 1). Slike sprekker kan være flere meter dype og ha en sprekkeåpning på flere centimeter. Mekanismen som fører til åpne sprekker kan neppe knyttes til svelletrykk. En må søke andre mulige mekanismer. Endringer i relativ fuktighet kan være medvirkende årsak. Slike sprekker er observert på alunskiferflater som er senket med ca. 1 meter. Altså en avlastning. Relativ fuktighet har stor betydning for forvitringspotensiale. Alle sulfatmineraler som dannes har krystallvann i mineralstrukturen. Ved RH <30% er tilgang på fuktighet fra luften for lav til at sulfatmineraler dannes. Kontroll på relativ fuktighet kan således forhindre de uønskede forvitringsmekanismer som gir svelletrykk og/eller aggressivt korrosjonsmiljø. Sulfid til sulfatreaksjoner vil da stoppe opp.

Byggeprosjekt der andre leirskifertyper utgjør grunn, opplever en dypforvitring der det er vanskelig ut fra fysiske/mekaniske egenskaper å fastslå hva som er løsmasser (jordarter) og hva som er forvitret leirskifer. Leirskifrene som eksempelvis etasje 4 Elnes formasjonen kan ved forvitring gi fargeassosiasjoner som gir usikkerhet med tanke på potensiale for syredannelse (akselerert forvitring).

Dette kan gi grunnlag for feilvurderinger. Da blir den trinnvise beskrivelsen i Miljødirektorates veileder M310 viktig for å dokumentere faktiske foruensende /syredannende egenskaper. Det kan medføre store økonomiske konsekvenser ved feilvurderinger.

Andre forhold som også kan knyttes til dypforvitring og knølete flater er metode for uttak. Konsulenter kan beskrive flåsprengning for uttak av volumer med mektigheter < 1 meter. Dette gir konflikt med sikkerhetskrav til sprengning, da sikker sprengingsutførelse forutsetter gjerne 2 meter innboringslengde. Ved uttak av alunskifer ned til planum er det viktig å hindre at leirskifere med potensiale for akselerert forvitring grunnet sulfidreaksjoner ikke fragmenteres unødig under planum. Dette kan medføre senket pH. Det skal derfor ikke undersprenges i slike bergarter.

REFUNDAMENTERING VED REHABILITERING AV EKSISTERENDE BYGNINGSMASSE

Ved refundamentering av eksisterende bygningsmasse må en vurdere om de elastiske egenskaper i leirskifere kan medføre skader i forbindelse med refundamentering. Videre må det være en vurdering av dimensjonerende flatetrykk. Her neves to eksempler, ett med punktlaster med nedføring av laster i søylepunkter og ett med laster ført ned på bunnplate.

Punktlaster

Det kan velges ulike løsninger for fundamentering. Fundamenter kan plass-støpes på leirskifergrunnen, eller et bæresystem kan etableres ved ulike varianter av nedføring av punktlaster på peler. Det er også vanlig at det etableres fundamenteringsløsninger som skal ivareta både trykk og strekk som ved bruk av stålkjernepeler.

Engelsk uttrykk for strukturer i leirskifere er «fissile». I norsk språkbruk må vi benytte ordet leirskifer og ikke kun skifer. Strukturen kan vi kalle laminering (sprekketetthet i millimeterskala). Lokal betegnelse er mange steder «flisberg». Denne strukturen medfører at bergmekaniske egenskaper ikke er lik i alle retninger, leirskifere har anisotrope bergmekaniske egenskaper. Derfor er det viktig også å vurdere størrelse på spenningene (σ_1, σ_2, og σ_3) i det bergvolumet som skal bære og påføres laster. Omsluttende trykk er vesentlig for å vurdere innboringslengde for peler. Orientering og geometrien på sprekkesett og skifrighet (laminering) må også inngå som parametere i prosjektering. Lastbildet må designes til et riktig flateareal ved fundamentering og til et riktig omsluttende bergvolum ved peling for å sikre seg mot grunnbrudd. I tilfeller der setninger er kritiske, må også den elastiske tøyningen vurderes og minimeres til en akseptabel størrelse. Alle materialer har en viss elastisk tøyning, også leirskifere og særlig alunskifer.

Elastisk tøyning. Det er konstatert at alunskiferen og de fleste andre leirskifere med høy grad av laminering har en viss volumutvidelse ved avlastning. Det er også konstatert at de så kan komprimeres noe grunnet innhold av svake flakmineraler (leirmineraler, klorittmineraler og glimmermineraler) og innholdet av TOC (rester av karbon). Eksempel på avlastning er etablering av graveplan på en lavereliggende kote. Etter en tid blir den frigjorte flaten lettere å pigge. Og 50 cm til kan fjernes uten særlig motstand. Den øvre meteren (eller mer) fra terreng kan ofte være et forvitringsprofil bestående av den underliggende leirskifere. Det er også ved etablering av peler nødvendig å ta hensyn til denne elastiske tøyningsegenskapen for slike leirskifere med laminert (fissile) struktur. Figur 1 gir et inntrykk av hvordan elastisk tøyning kan utartes. Flaten ble etablert i 2010, og i 2016 var det utviklet en åpen sprekk. Sprekken var >1 meter dyp. Dette er ikke en sprekk grunnet svelletrykk, men en omstrukturering i alunskiferen som kan knyttes til avlastning og eller den kompliserte sammensatte mekanismen bak svelletrykk. Sprekken følger skifrigheten (lamineringen) og danner en vinkel med overflaten på ca. 30º.

Dimensjonerende flatetrykk

Det er flere forhold som må avklares ved fundamentering på alunskifer og beslektede bergarter (leirskifere). Dimensjonerende flatetrykk avhenger av geometrien på leirskiferoverflaten, antall sprekkesett og frekvens på sprekkesettene. I tillegg kan alunskiferen være kraftig nedknust lokalt. En må derfor forvente variasjoner i elastisk tøyning og komprimering ved påføring av laster. Sprekkesett er sprekker med samme orientering, mens frekvens er tettheten mellom sprekker i et sprekkesett. Her forutsettes ingeniørgeologiske vurderinger og prosjektering av løsninger. Sprekkesett i bergarten skal ikke aktiveres og forårsake grunnbrudd. En må ta seg ned på sikker frisk bergoverflate

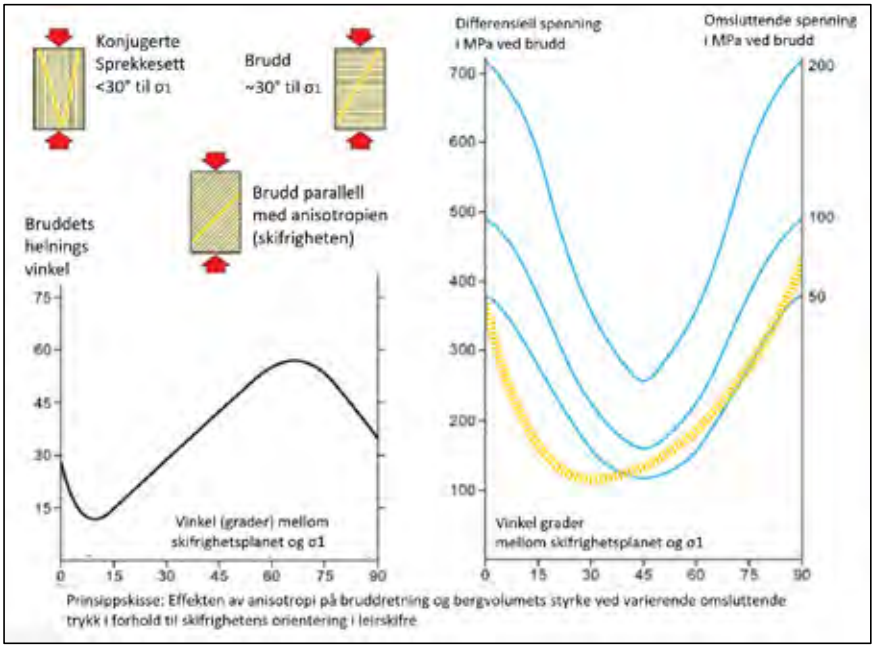
- Alunskifer (og andre leirskifere) kan vise store variasjoner i en-aksial trykkstyrke. En aksial trykkstyrke gjennomføres gjerne på intakte stykker med ca. 10 cm lengde. Det er spesielt viktig å vurdere bruddsystemene og skifrighetens helningsvinkel, da svakheten vanligvis styres at bruddgeometrien og tettheten på bruddplan i tillegg til skifrigheten.
- Spennet kan være fra <<5 MPa til ca. 80 MPa eller mer ved en-aksial trykkprøving.
- Årsak til dette er at egenskapene viser store variasjoner om en tar en prøve en meter opp eller en meter til siden. Representative prøvemateriale er derfor en utfordring.
- Alunskiferen er bergmekanisk å betrakte som en anisotrop bergart som kan ha lav friksjon på skifrighetsplan/glideplan. Et anisotropt materiale har store spenn i mekaniske egenskaper når de utsettes for spenninger i x, y og z (σ_1, σ_2, og σ_3). Dersom et volum alunskifer komprimeres på tvers av lagdeling/skifrighet kan den ta et høyere trykk enn om lasten påføres parallelt med skifrigheten. Dette er vist i Figur 2.
- Ved uttak av alunskifer, kan denne være løs og uten særlig motstand ett sted og knallhard to meter til siden.
- Alunskiferen har hardganger lag/benker av kvarts/dolomitt/magnesitt.
- Innhold av glimmermineraler kan variere mellom ca. 20% og ca. 40%.
- Alunskifervolumet kan ha skjærsoner med knust materiale og svekkede bergmekaniske egenskaper som nærmest kan spas ut.
- Det kan i alunskifervolumet være åpne sprekker. Disse er vanligvis steile og knyttes til de geologiske hendelsene i Perm (strekkspenninger ifb. vulkanisme og åpning av Oslo riften).

Figur 1. Sprekker som åpner seg i alunskifer kan ikke forklares med svelletrykk

Arealet på fundamentet må heller ikke være for lite, da en dermed øker sannsynligheten for aktivering av bruddplan i bergarten. En må hele tiden ta i betraktning at slike bergarter er gjennomsatt av sprekker. Dette kan visualiseres med knappenål. Det er et formidabelt trykk på spissen av knappenålen når den presses ned på skiferflaten. Det oppstår da vanligvis også brudd i skiferen rundt spissen på knappenålen på grunn av det lille flatearealet til spissen.

Anisotropi i bergarten og geometri må inngå i vurderingen av dimensjonerende flatetrykk. Her nevnes et eksempel. Om en dimensjonerer for et flatetrykk under fundamenter på 2 MPa (2000 kN/m^2) når lasten som føres ned er 400 kN, må arealet på fundamentet være 0,2 m^2. Med et så lite areal på fundamentet, øker sannsynligheten for grunnbrudd. En skal være varsom i å prosjektere fundamenter med så små arealer på grunn av mulig aktivering av bevegelse på sprekkesett i den svarte leirskiferen.

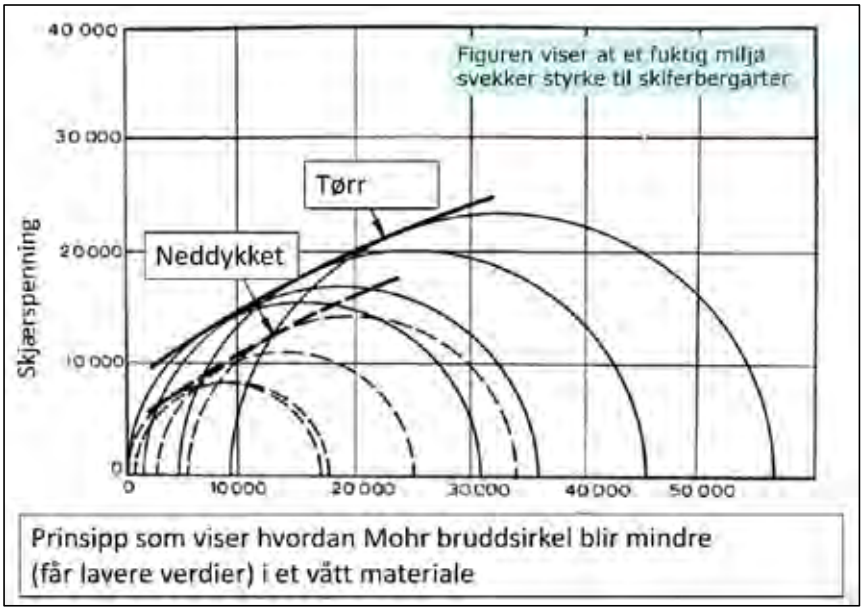
Dimensjonerende flatetrykk må også hensynta orienteringen av skifrighetsplan og minste spenningsakse (σ_3). Figur 2 viser hvordan bruddplan utvikles i forhold til skifrighet og σ_1.



Figur 2. Sammenheng mellom styrke ved påført last og orientering på skifrighetsplan og orientering på bruddplan (venstre) og hvordan styrken avhenger av det omsluttende trykket (confining pressure) til høyre. Når påført last (σ_1) har en liten vinkel til skifrigheten i bergarten har bergarten lavest mekanisk bruddstyrke Figuren til venstre viser effekten av σ_3 (omsluttende trykk, confining pressure) at bruddvinkelen går i retning 45⁰ ved økende omsluttende trykk.

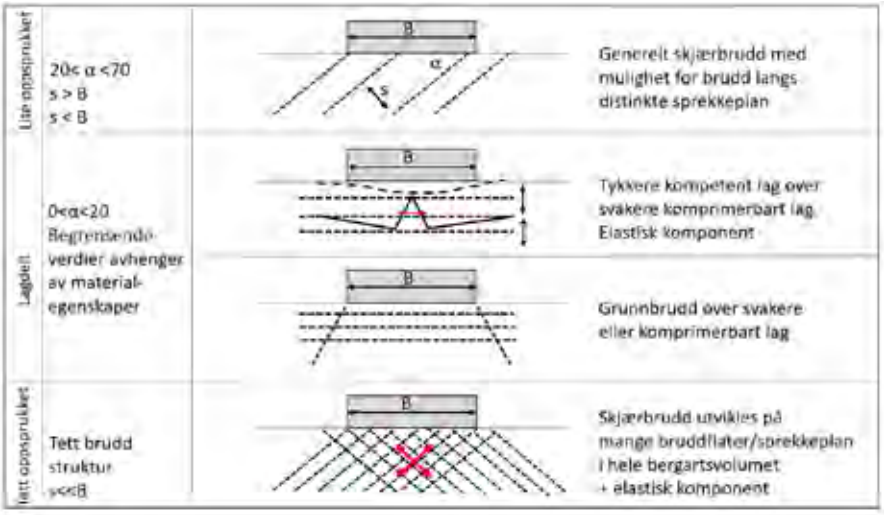
Fuktige bergarter har en lavere mekanisk styrke enn tørre bergarter, dette er vist i Figur 3. Også krystalline bergarter og mineraler tar opp noe vann når de fuktes. Dette medfører svekkelse av mekanisk styrke og friksjon på bruddflater. Omsluttende trykk er viktig for å avklare om det kan utvikles grunnbrudd eller ikke. Er det omsluttende trykket (σ_3, confining pressure) lavt, oppstår grunnbrudd tidligere. Årsak til dette er at grunnbrudd i bergarter medfører alltid en volumøkning (dannelse av sprekker med et fritt volum). Derfor er det helt vesentlig ved peling at pelen omsluttes med sement ikke bare for korrosjon og bestandighet, men for at berget sikrer bæreevnen til pelen. Det er derfor flere gode grunner til å ikke være for snau med innboringslengde ved peling i svake leirskifere. Innboringslengden må derfor være lengre enn i harde krystalline bergarter. Alle bergarter får lavere mekanisk styrke når de fuktes. Dette kan svekke kontakten berg-mørtel.

Sprekkesett og orientering på sprekkesett påvirker dimensjonering av fundamenter og dimensjonerende flatetrykk. Kraftig oppsprukket bergmasse vil bære et lavere flatetrykk enn mindre oppsprukket bergmasse. Av den grunn skal en også ikke vurdere blindt resultater fra en-aksiale trykktestforsøk. Det ligger også naturlig å velge stykker som er overrepresentert i styrke, da disse kan trykktestes, mens deler av en kjerne som er oppsprukket vanligvis går fra hverandre og ikke lar seg trykkteste. Se også denne i sammenheng med Figur 2 orientering av sprekkeplan.



Figur 3. Prinsippskisse Omhyllingskurven (Mohr sirkelen) for påført skjærspenning ligger lavere for fuktet bergart, Styrken til de fleste materialer reduseres ved påvirkning av vann. Dette kan svekke kontaktsonen mørtel-berg

Det faktiske svelletrykket som kan utvikles er lavere enn 2 MPa. En bedre tilnærming vil være å hindre svelletrykksutvikling ved å hindre de kjemiske reaksjonene som medfører dannelse av mineraler som utvikler svelletrykk. Det er dannelsen av sulfatmineraler med gips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) som viktigste bidragsyter som må hindres. Husk at det er kjemiske reaksjoner en skal ha kontroll på (forvitringsreaksjoner). Prosjekteres riktige og utføres disse riktig, kan en eliminere flatetrykk fra forvitringsreaksjoner da en da har kontroll på de kjemiske reaksjoner ikke igangsettes



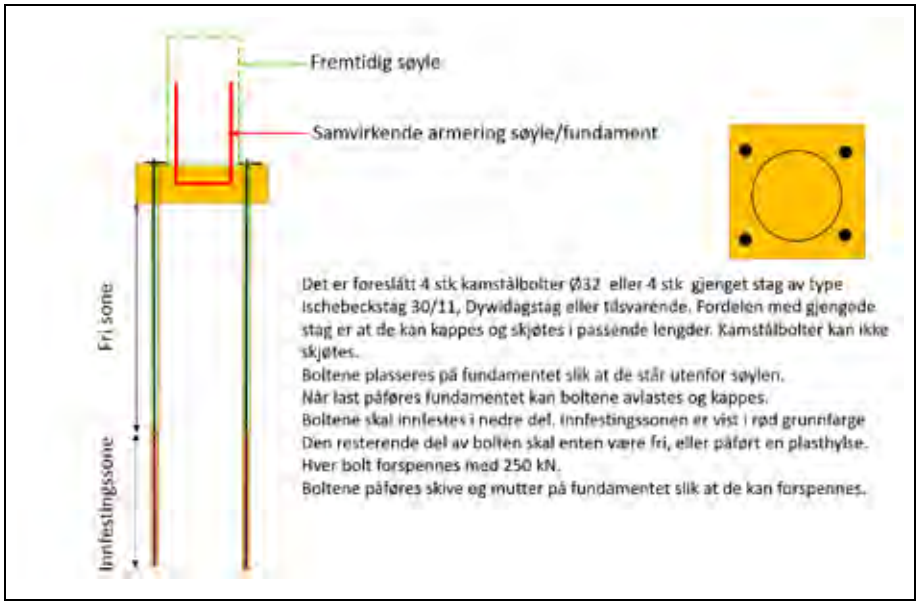
Figur 4. Alternative bruddsystemer som må kartlegges ved fundamentering for å avklare hvilke laster som kan føres ned på grunnen, særlig ved punktlaster. Det er viktig å vurdere hvilke laster som kan påføres fundamenter, og i tillegg størrelsen på fundamenter i forhold til hvordan grunnbrudd kan oppstå. Figuren viser også at tetthet på sprekkesett må vurderes.

Forspenning fundamenter

Forspenning må vurderes der en vil unngå /minimalisere setninger som følger av den elastiske tøyningen i alunskifer. Det er kjent i bransjen at når en fjerner alunskifer og pigger seg ned i frisk alunskifer så blir den gradvis hardere å pigge. Om en så venter en uke eller to, så går det lett å pigge seg ned 30-50 cm til. Leirskiferen utvider seg da noe ved avlastning. Ved å ikke ta hensyn til dette kan det ved senere påført belastning av bærende konstruksjoner medføre komprimering av alunskiferen som kan gi uønskede setninger og skader på konstruksjoner. Denne risiko/usikkerhet kan reduseres/elimineres ved å forbelaste alunskiferen (og andre tydelig laminerte leirskiferhorisonter under fundamenter før påføring av bygningslasten.

- Svake leirskifere med et høyt innhold av sjiktmineralene (flakmineraler som leirmineraler, kloritt og glimmer) har en høyere elastisk tøyning enn de fleste andre bergarter. For alunskifer og (enkelte grå leirskifere) så har denne svarte leirskiferen en laminering i millimeterskala og den kan ha et innhold av omdannet organisk materiale mellom ca. 5 og 15% som også vil bidra i en elastisk tøyning og komprimering.
- I Oslo-regionen og Oslo feltet (kapittel **Feil! Fant ikke referansekilden.**) som strekker seg fra Porsgrunn til forbi Hamar området er alunskiferen og de andre svake leirskiferene kraftig skjærdeformert. Det kan derfor være linser og lag som være finknust, ha en svakere bergmekanisk styrke og som i tillegg kan medføre økt elastisk tøyning.
- I tillegg vil alunskiferen og andre leirskifere med høyt innhold av flakmineraler kunne utvide seg noe når den frigraves og ikke lenger er innspent. Ved etablering av en ny flate for skiferoverflaten på en lavere kote, skjer det en avlastning. Dette erfares i praksis ved at en frigravet flate blir lettere å pigge etter ca. to uker.
- Usikkerheten i elastisk tøyning kan reduseres ved at fundamenter forspennes for å redusere denne elastiske tøyning (setning) ved påføring av laster på nye fundamenter (prinsipp vist i Figur 5).
- Ut fra denne usikkerheten ble dimensjonerende flatetrykk for søylefundamenter i et byggeprosjekt satt til 4 MPa for en gitt situasjon. Flatetrykk kunne vært satt til 6 MPa i dette prosjektet, men det ville medført en større innsats i oppfølging og spesifikk vurdering av alunskiferen under hvert fundament. Bakgrunn for å redusere dimensjonerende flatetrykk er at en ønsket større forutsigbarhet i prinsippene for utforming av fundamenter i en tidlig prosjekteringsfase og ikke en avklaring først i gjennomføringsfasen.
- Dimensjonerende flatetrykk for laster på bunnplate vil bli lavere enn for punktfundamenter, da spennet i bergmekaniske egenskaper under bunnplaten må hensyntas.
- Da kote for UK fundament skulle senkes ca. 2 meter, ble punktet først avlastet, deretter senket, forspent og påført nye last økt fra bygningen (Figur 5).
- Dimensjonering av bergforankring (bolteforankring) i alunskifer og andre svake leirskifere må hensynta anisotropien og bruddsystemene. Bruddsystemene i bergartslegemet må legges til grunn i tillegg til et eventuelt forvitringsomfang. I områder der det har skjedd store bevegelser i jordskorpen (forkastningssoner og knusningssoner), kan introduksjon av vann medføre utvasking ved boring. Orienteringen på skifrigheten i forhold til innfestingssonen kan gi store forskjeller for ved hvilken strekkraft utriving fra forankringen vil skje. Bergh-Christensen (Norconsult) har beskrevet en enkel prosedyre for prøvetrekking og uttesting av forankring. Denne prosedyren er utført på bolter satt i alunskifer (foredrag nummer 29: *Strekkforankring i berg, Berg-Christensen og Onstad, Bergmekanikkdagen 2012, se også foredrag 40 i år*). Uttrekk av bolter i Slemmestad er utført på bolter satt subparallelt med skifrigheten. Forsøkene antyder en generell øvre grense på 20 tonn på innfestingssonen for boltene. Ved gjennomføring

av Midgardsormen var soner med alunskifer i Ekebergforkastningen (VAV prosjektet Midgardsormen) knust til nærmest finstoff og svært sensitiv for vann. I kontakt med vann fikk den knuste alunskiferen en leiraktig konsistens. Flakmineraler (glimmer- og leiremineraler) utgjør vanligvis 20 til 40 %.



Figur 5. Prinsippskisse forspenning. Her er påført last 4000-6000 kN. Fundamentet er prosjektert for et flatetrykk fra bygning 4 MPa. Søylefundamentene ble forspent med 1 MPa for å komprimere alunskiferen under fundamentet før påføring av laster fra bygningen. Forspenning av bergforankring og strekkforankring peler må vurderes der elastisk tøyning kan medføre uønsket komprimering/setning ved belastning.

I 70-80 % av arealene med alunskifer og andre svake leirskifere er lagdeling og skifrighet orientert med en vinkel < 30° til horisontalplanet. De resterende 20-30% har vanligvis en steil orientering av skifrighetsplanet. (geologisk begrep: Listriske forkastninger, grunnet overskyvning). Det er strekk vertikalt på skifrigheten som har lavest kapasitet. Strekk vertikalt på flater av lagdelingen og skifrigheten vil redusere skjærkapasiteten. Glidespeil (slickensides) er forholdsvis vanlig på disse flatene.

Peler egnet for fundamentering

Det kjemiske miljøet som kan utvikles i alunskifer er styrt av tilgjengeligheten på vann og oksygen. Ved peling er gjerne løsmassemektigheten tilstrekkelig til at tilgang på oksygen hindres med mindre en drenerer et område og/eller tilrettelegger for at vann kan komme i bevegelse nær pelen. Sulfater vil være tilstede i vannfasen i innfestingssonen, men det skjer sjelden en reduksjon av pH med mindre overflatevann som infiltrerer er i bevegelse i innfestingssonen. I dagsonen der det kan skje forvitring med redusert pH i alunskiferen må dette hensyntas med riktige materialvalg og tiltak som skal hindre igangsetting av forvitring og kjemisk degradering fra sulfater og et forvitringsmiljø med redusert pH. En skal være oppmerksom på at sulfater kan redusere kvaliteten på mørtel også boltemørtel.

Peler som rammes kan gi en større usikkerhet enn peler som bores inn i alunskifer. Peler som rammes trenger nødvendigvis ikke tilstrekkelig ned i alunskiferen. Det er også usikkert om grunnbrudd vil utvikles ved påføring av laster. Det oppfattes derfor som at det er større usikkerhet ved rammede peler i svake leirskifere enn for stålkjernepeler eller rørpeler som bores ned i berggrunnen. I tillegg må en forvente at den øvre 50 centimeteren har svekket mekaniske stryke grunnet lang tids forvitring.

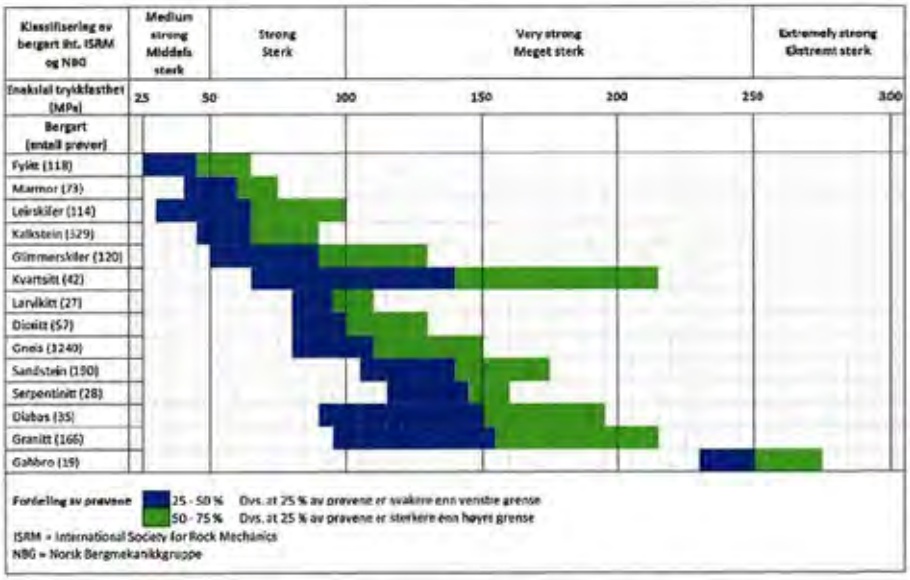
Det omsluttende (σ_3) trykket er derfor vesentlig for bæreevne til peler i svake bergarter som leirskifere. For å redusere sannsynlighet for grunnbrudd ved pelespissen, er det derfor helt nødvendig å omhylle pelen i mørtel, slik at det ikke er hulrom ved pelespissen eller i forankringssonen, se også figurene **Feil! Fant ikke referansekilden.**, **Feil! Fant ikke referansekilden.** og **Feil! Fant ikke referansekilden.** der det vises hvordan tørre eller fuktige forhold påvirker levetid på stål som materiale.

Stålkjernepeler

En skal ved fundamentering med stålkjernepeler i alunskifer ivareta tre forhold;

- Spisslast i forhold til elastisk deformasjon og evt. knusning av bergarten under pelespissen
- Innboringsdybde for å unngå grunnbrudd og
- Korrosjon av pelen i et langsiktig perspektiv.

En skal da vurdere σ_1, σ_2 og σ_3 ved pelespissen jamfør betydningen av omsluttende trykk (confining pressure, σ_3). En betrakter de tre spenningsaksene σ_1, σ_2 og σ_3 når en vurderer innspenning der pelespissen skal ta lasten.



Figur 4-15 Retningsgivende målt enaksial trykkfasthet av berg. Kilde: SINTEF Bergmekanisk laboratorium, ref. [4.34]

Figur 6. Tabell hentet fra peleveiledningen for enaksial trykkstyrke for berg. Merk at denne kun er retningsgivende. Ukritisk bruk av verdiene når det henvises til tilsvarende bergarter med mekaniske egenskaper, så er det store muligheter for feil bruk. Det er større interne variasjoner som ikke hensyntas ved referansehenvisninger som her. Peleveilederen, NGF

Det er helt nødvendig å avklare orienteringen på sprekkesett i tillegg til overflatetopografien til leirskiferen for å kunne vurdere minste spenningsaksen (σ_3) og fastsetting av innboringsdybde. Tabellen i Figur 6 referer til en-aksial trykkstyrke for bergarter.

Husk at for svake leirskifere er slike verdier i hovedsak avhengig av omsluttende spenning (σ_3). Omsluttende spenning vil øke friksjonen på alle sprekke/bruddflater. Det er viktig å ha en bevissthet på at bergartsvolumer ikke kan beskrives så spesifikt som for geotekniske materialer (jordarter) av den enkle grunn at bruddflatenes egentlige geometri (orientering, friksjonsvinkel, og de parametere

som beskrives empirisk i de fleste klassifiseringssystemer for bergarts ikke er kjent, derfor empirisk metode.
En bergarts styrke kan måles ved en-aksial trykkstyrke. For skifrig berg og berg med tett sprekkemønster vil det være riktigere å betrakte bergartsvolumets oppførsel som funksjon av omsluttende trykk (σ_3). Dette gjennomføres i mindre grad. Peleveilederen (2019) definerer godt berg: «Berg som ikke er kraftig forvitret eller har en sterkt flisig karakter». Legges dette til grunn, må innboringslengder vist i Figur 7 forlenges i svake leirskifere. Peleveilederen omtaler injeksjon av bergsonen i kapittel 12.

σ_{tf} = Bergets målte enaksiale trykkfasthet
N_s = Bæreevnefaktor for spiss på eller i berg.
γ_t = Partialfaktor for motstand, se kapittel 1.4.8
ξ = Korrelasjonsfaktor definert i avsnitt 1.4.6

Bæreevnefaktoren settes til $N_s = 4{,}0$ for peler kriterierammet i berg. For peler innboret i berg kan N_s settes som vist i Tabell 4.3, der z_F = innboringsdybde i berg og D lik pelens diameter. For stålkjernepeler som skal ta både strekk- og trykkbelastning kan det også regnes med mobilisering av heftspenningen pel/mørtel/berg som angitt i kapittel 7.7.1.

Tabell 4.3. Anbefalt bæreevnefaktor N_s

Normalisert innboringsdybde, z_F/D	Bæreevnefaktor, N_s
<1	4
1-2	5
2-3	7
>3	9

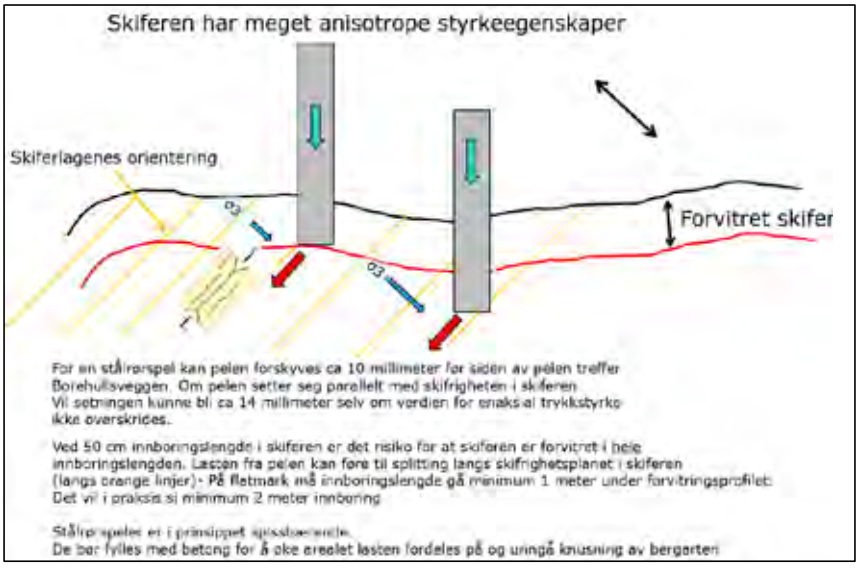
Figur 7. Bæreevne faktor som funksjon av omsluttende trykk (σ_3). Sidestøtte i denne sammenheng må også hensynta geometri og frekvens på sprekkesett i bergvolumet. Fra peleveilederen, NGF.

Spisslasten og eventuell last som tas på friksjon dimensjoneres ut fra bergartens mekaniske styrke, bruddgeometri i bergartsvolumet og bergoverflatens geometri/topografi.

Det er viktig å finne geometrien på bergoverflaten. Dersom denne har en helningsvinkel som kan nærme seg skifrighetsplanet i alunskiferen må en vurdere dette spesielt. En må regne med at den øverste meteren i svake leirskifere er forvitret og har svekket mekanisk styrke. Fundamenteringslengden (innboringslengden) må ta hensyn til dette. Ofte kan alunskiferoverflaten være dekket av marin leire. I slike tilfeller vil ikke reduksjon i pH igangsettes, men sulfatmengden i vann skal hensyntas. Det er i tillegg svært viktig å vite om alunskiferflaten (generelt bergflaten) er skråstilt eller ikke. Innboringslengde må tilpasses helningsvinkelen på bergoverflaten for å sikre tilstrekkelig innspenning og for å unngå grunnbrudd. Korrosjon vil primært være en problemstilling der pelen stikker opp over alunskiferflaten (forvitringssonen til alunskiferen).

Det skal benyttes foringsrør ved innboring. Det skal gyses mellom pel og foringsrør og mellom foringsrør og alunskiferen.

Innboringsdybde er også vist i Figur 8 (omsluttende trykk) og hvordan denne vil øke med innboringsdybden. Se også Tabell 1.



Figur 8. Eksempelet gjelder alle peler men er her vist for stålrørspeler. Bruddsystemene må hensyntas for å unngå grunnbrudd og for å fastsette innboringsdybde. I tilfeller der en ikke tenker å gyse, vil det være rom for at pelen kan bevege seg sidelengs. Det anbefales å fylle RD peler med betong for å redusere og fordele flatetrykket. Pelen til høyre kan ta større last enn pelen til venstre grunnet et høyere omsluttende trykk (σ_3).

Innen geologisk/ingeniørgeologisk terminologi er bruddannelser per definisjon også volumutvidelser. Dersom det er et fritt volum rundt pelespisser og under ringpeler, legges til rette for bruddannelser grunnet de svært høye laster som påføres. Det betyr da i praksis at σ3 blir null!! Det er derfor helt avgjørende av hulrom fylles med mørtel/sement for å hindre bruddannelser ved pelespiss og under ringpeler. Tabellen i Figur 7 blir ikke gyldig dersom pelespiss og innfestingssone ikke omhylles fullstendig av mørtel (fyller alle hulrom og mellomrom). Det er altså ikke kun med tanke på korrosjon at omhylling av mørtel er nødvendig.

Tabell 1. Eksempelet viser rundstål peler men er gyldig for alle stålkjernepeler og stålrørspeler. Sammenlikning diameter for peler og diameter mot boreutstyr. Legg merke til at ringborkronens ytre diameter er 20 millimeter større enn pelens utvendige diameter. En kan risikere grunnbrudd under pelen pga svært liten σ_3 dersom dette hulrommet ikke fylles med sement i tillegg til at hulrommet i pelen også fylles. Det må ikke gis rom for volumutvidelser. https://www.ssab.com/

Tabell 3: De utvendige diameterne for gjengeskjøter og anbefalte typer og dimensjoner av ringborkroner.

Pel	Peleelementer		Borkroner (pilotborkroner og ringborkroner)			
	Pelens utvendige diameter [mm]	Skjøtehylsens utvendige diameter [mm]	Atlas Copco	Ringborkronens utvendige diameter [mm]	Robit	Ringborkronens utvendige diameter [mm]
RD90	88,9	101,6	Symmetrix P89/8-RD *	107	ROX+ RD90/8 *	105
RD115/6,3	114,3	127,0	Symmetrix P114/8-RD	132	DTH-ROX+ RD115/10	134
RD115/8	114,3	127,0	Symmetrix P114/8-RD	132	DTH-ROX+ RD115/10	134
RD140/8	139,7	152,4	Symmetrix P140/8-RD	158	DTH-ROX+ RD140/10	160
RD140/10	139,7	152,4	Symmetrix P140/10-RD	158	DTH-ROX+ RD140/10	160
RD170/10	168,3	177,8	Symmetrix P168/10-RD	183	DTH-ROX+ RD170/12,5	188
RD170/12,5	168,3	180,0	Symmetrix P168/12,5-RD	188	DTH-ROX+ RD170/12,5	188
RD220/10	219,1	229,0	Symmetrix P219/10-RD	239	DTH-ROX+ RD220/12,5	240
RD220/12,5	219,1	234,9	Symmetrix P219/12,5-RD	239	DTH-ROX+ RD220/12,5	240

Merk!
Alle ringborkroner benyttes med senkborhammer unntatt de merket (*) som benyttes med topphammer.
Venstregjengede peleelementer og skjøtehylser benyttes med senkborhammer og høyregjengede med topphammer.

For en RD220/12,5 vil det være en horisontal avstand mellom borehullsveggen og pelen på ca 10 millimeter

Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging, Kapittel 10 Spuntkonstruksjoner Side 10-29

Bergart	Tyngdetetthet kN/m^3	Trykkfasthet MPa	Heftfasthet MPa
Granitt	ca 25 - 28	90 – 170	2,0
Gabbro	ca 27 - 31	18 – 250	2,5
Gneis	ca 25 - 28	90 – 130	1,5
Kvartsitt	ca 21 -25	150 – 170	2,5
Sandstein	ca 20 - 26	100 – 140	1,2
Kalkstein	ca 25 - 28	70 – 100	2,0
Leiskifer	ca 20 - 27	25 - 60	0,5

Figur 10. 19 Tabell over heftfasthet mørtel berg for ulike bergarter.

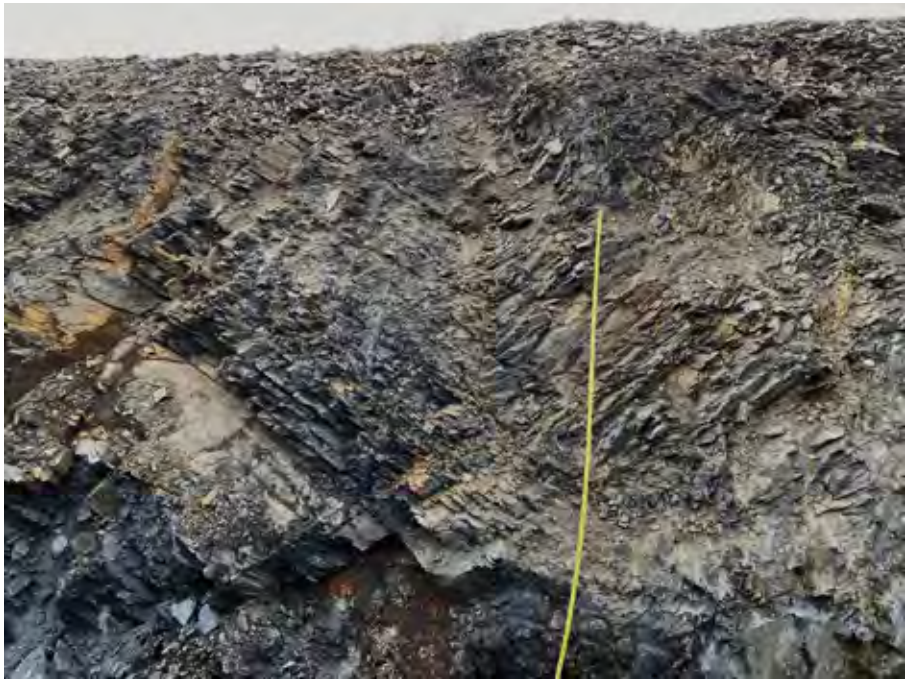
Figur 9. Heftfasthet for leirskifer er konservativ. Det mangler referanser for riktigere verdier, derfor blir verdien her ofte referert til med dertil beregnede innboringslengder.

Injeksjon av bergsonen

Beskrivelsen i Peleveilederen (2019) er ikke helt dekkende for å sikre bæreevne i oppsprukket/skifrig/knust berg. Vanntapsmåling med referanse til Lugeon metoden anbefales erstattet med måling av vanntrykkstap. Vanntrykkstap utføres ved å gi et overtrykk på 1 til 3 (5) bar. Deretter stenges kran på linjen og trykkfallskurven registreres. Dersom kurven går rett ned i balansetrykket er berget tydelig oppsprukket. Da vil ikke størrelsen på σ_3 være representativ for overdekningen. Bergvolumet må derfor injiseres for å gi substans og innspenning (σ_3) reetableres. Figur 10 viser pakkerplassering for injeksjon på to nivåer, bunn av oppboret hull (Bunn) og under UK foringsrør (Fjell). Bergmassen er vist i Figur 11. Skjærsone i svart leirskifer etasje 3bβ, Galgeberg.

INJEKSJON gjennom packer 10 bar							GYSEBORING				MERKNAD
Pakker			Bunn dato	kg	Fjelldato	kg	Lengde med gysemasse				
Ja	VGA Kg	Nei					dato	m	dato	m	
X	2,5		10..06	50	10..06	100	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		10..06	70	10..06	130	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		10..06	40	10..06	140					
X	2,5		10..06	80	10..06	110	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		10..06	90	10..06	130	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		10..06	50	10..06	130					
X	3,5		09..06	50	10..06	140					
x	3		09..06	80	10..06	120	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3,5		09..06	70	09..06	140	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		09..06	60	09..06	130	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	2,5		09..06	120	09..06	110	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		09..06	60	09..06	120					
X	3,5		09..06	80	09..06	150	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3		09..06	50	09..06	120	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	3,5		09..06	20	09..06	150	17.jun	5,5			Vannfylt og tett etter oppboring
X	5		15..06	80	15..06	130					
X	7,5		15..06	120	15..06	150					
X	8		15..06	110	15..06	200					
X	10		15..06	190	15..06	210					
X	13		15..06	220	15..06	320					
X	17,5		15..06	240	15..06	440					

Figur 10. injeksjon i skjærsone i svart leirskifer (Galgeberg, etasje 3bß). Det var i forkant utført måling av vanntrykkstap.



Figur 11. Skjærsone i svart leirskifer (etasje 3bß, Galgeberg). Her var det opprinnelig planlagt kumringfundfamenter. Grunnet bergets knusningsomfang ble det besluttet stålkjernepeler med forlenget innboringslengde (5 meter under foringsrør) for å sikre reetablering av σ_3.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

NEW IDEAS ABOUT FAILURE MODES IN ROCK MASSES – FROM TUNNELS TO PREKESTOLEN TO EL CAPITAN TO EVEREST

Nye ideer om bruddmekkanismer i begmasser – fra tunneler til Prekestolen til El Capitan til Everest

Nick Barton, PhD, NB&A, Høvik, Norway

SUMMARY

This paper deals with the exploration of failure modes in rock and rock masses. Failure in tension initially applies in deep tunnels, and extension failure also applies to cliffs and mountain walls. In each case a free surface is present. However, shear strength applies to the maximum mountain heights since confined compression strength is too high. In each case it is the weakest link that applies, as in morphological processes. In deep tunnels in massive rock it has been common practice, also in the Q-system, to compare an estimate of the maximum tangential stress with the uniaxial strength of the intact rock. When this ratio reaches approximately 0.4 rock failure and acoustic emission initiate. An alternative and more realistic interpretation involves the numerically equivalent ratio of tensile strength and Poisson's ratio derived very simply by Baotang Shen when formulating his FRACOD code. The present author has applied this to explain the limited height of cliffs in weak rock and mountain walls in strong rock, a range of heights exceeding 10 to 1,000m. In each case an ultra-simple term involving tensile strength, density and Poisson's ratio is used. If the rock is jointed, there are usually massive changes in strength and stability and slope height, in relation to slopes in intact rock. The stability of the famous Prekestolen in SW Norway will be assessed from a new viewpoint, considering several components of strength and including potential extension failure at its base. The factor of safety may be different from that obtained by conventional shear strength analysis. The Mohr-Coulomb criterion gives unrealistic solutions to cliff and mountain wall heights due to too high cohesive strength for intact rock.

SAMMENDRAG

Denne artikkelen omhandler utforskning av bruddmekanismer i berg og bergmasser. Ekstensjonsbrudd gjelder i utgangspunktet i dype tunneler, og gjelder også for klipper og fjellvegger. I hvert tilfelle er det en fri overflate. Skjærstyrken gjelder imidlertid for maksimal fjellhøyder siden den komprimert kompresjonsstyrke er for høy. I hvert tilfelle er det det svakeste leddet som gjelder, som i morfologiske prosesser. I dype tunneler i massiv bergmasser har det vært vanlig praksis, også i Q-systemet, å sammenligne et estimat av den maksimal tangentiell spenning med den uniaksiale styrken UCS til det intakte berget. Når dette forholdet når omtrent 0,4 starter akustisk utslipp og ekstensjonsbrudd. En alternativ og mer realistisk tolkning enn 0.4 x UCS innebærer det numerisk ekvivalente forholdet mellom strekkfasthet og Poissons forhold. Dette var ganske enkelt utledet av Baotang Shen når han formulerte sin FRACOD kode. Den nåværende forfatteren har brukt dette for å forklare den begrensede høyden på klipper i svake berg og fjellvegger i sterke berg, med høyder under 10m til over 1000 meter. I hvert tilfelle brukes et ekstremt enkelt begrep som involverer strekkfasthet, bergmassens tetthet og Poissons forhold. Hvis bergmassen er oppsprukket, er det vanligvis massive endringer i styrke og stabilitet og skråningshøyde, i forhold til

skråninger i intakt fjell. Stabiliteten til den berømte Prekestolen i SV-Norge vil bli vurdert fra et nytt synspunkt, med tanke på flere styrkekomponenter som inkluderer potensielle ekstensjons-brudd ved basen. Sikkerhetsfaktoren kan være forskjellig fra den som oppnås ved konvensjonell skjærstyrke-analyse. Mohr-Coulomb kriteriet gir urealistiske løsninger på høyder på klipper og fjellvegger på grunn av for høy kohesjonsstyrke for intakt berg

1 Introduction

This paper deals with the exploration of failure modes in rock and rock masses, utilizing deep tunnels, cliffs, mountain walls and mountains. In the case of deep tunnels, two empirical methods for assessing the onset of fracturing in massive rock represent the starting point for this wide-reaching exploration of failure modes and the 'strength' of rock masses. The classical (Kirsch) formulation is traditionally used for estimating the maximum tangential stress $\sigma_{\theta\ max}$ in two diametrically opposite locations surrounding an idealized circular tunnel cross-section, excavated or bored in an isotropic elastic medium: ($\sigma_{\theta\ max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$). This can be compared, following traditional methods, with the unconfined compression strength UCS. However, Shen (see Shen and Barton, 2018) has recently shown that the ratio σ_t/ν (tensile strength/Poisson's ratio) is the more logical description of limiting strength of rock around a tunnel. If stress levels are very high the initial tensile fractures will propagate in unstable shear, and rock bursting may occur.

Following this introduction of failure in deep tunnels, the theoretical heights of vertical cuttings and cliffs are evaluated. Here, in place of the Kirsch equations for tangential stress concentrations surrounding circular excavations, we now consider the local principal vertical stress behind a soil cutting or cliff or mountain wall. This can be compared with a measure of the strength of the soil or rock in the same way as before. The likelihood (or not) of failure along an inclined shear surface exiting at the toe of the slope will also be assessed. Both the stability of steep cuttings (in soil) and the stability of sea, river or mountain-wall cliffs in rock might at first sight appear to be governed by conventional Mohr-Coulomb based shear resistance involving cohesion (c) and friction angle (φ), but with the necessary differentiation of these strength parameters, to allow for the weakness of soil and the relative strength of most rocks.

Perhaps surprisingly, Mohr-Coulomb based formulations prove to be remarkably unsuitable because rock fails more easily in tension than in shear. The lower-bound solution for cohesion, assuming linear tangents with the σ_t and σ_c Mohr circles, gives estimates of cohesion for typical mountain-wall sandstones and granites that are simply too high to allow failure in shear such as a major rock avalanche style of failure, unless the vertical walls could be much higher. They usually cannot be, since failure of rock occurs by a mechanism involving extension strain due to Poisson's ratio, and therefore an 'earlier' failure in tension is more likely than eventual shear failure. The anisotropic stress caused by an adjacent free surface is a prerequisite for extension strain overcoming tensile strength.

The application of Mohr-Coulomb shear strength to the failure of rock cliffs and mountain walls is shown in what follows, to *not work* for intact rock, because of the ultra-high cohesion of rock as compared to soils. Consequently, a new approach is tested, using the Shen extension strain criterion 'in the vertical plane'. An estimate of the major principal stress behind a vertical cliff or mountain wall is all that is needed. For simplicity this is assumed to be γH where γ is the density. We will arrive at the simple criterion: $H_c = \sigma_t/\gamma\nu$ if in consistent units. If H_c is in meters, σ_t is in MPa, and density is tons/m^3 then $H_c = 100\sigma_t/\gamma\nu$.

2 Rock fracturing around deep tunnels – conventional and new approaches

Table 1 illustrates an SRF (stress reduction factor) table from the Q-system (Grimstad and Barton 1993) for comparison with a later, closely related 'depth-of-failure' figure from Martin et al. 1998 shown in Fig. 1a. Table 1 and Fig. 1a are actually telling us the same story from independent sources: expect failure when reaching and passing a maximum tangential stress/unconfined strength ratio $(\sigma_{\theta\ max}/\sigma_c) = 0.4 \pm 0.1$m. Thereafter we use elevated SRF ratings if using the Q-system for selecting tunnel support. The photographs in Fig.1 b, c, and d show extension fracture initiation in a TBM tunnel in marble, through to fully developed log-spiral shearing in a sandstone-like model material, as demonstrated when drilling under 3D stress in Addis et al. (1990).

Table 1. The sixth Q-parameter SRF, adjusts the Q-value for the effect of adverse (or benign) ratios of tangential stress in relation to uniaxial strength. Note the rapid increase in the SRF rating when the stress/strength ratio σ_φ/σ_c exceeds 0.4. The columns of strength/stress and stress/strength ratios originate from Barton et al. (1974) and Grimstad and Barton (1993).

Competent rock, rock stress problems	σ_c/σ_1	σ_φ/σ_c	**SRF**
H. Low stress, near surface, open joints	>200	<0.01	2.5
J. Medium stress, favourable stress condition.	200 to 10	0.01 to 0.3	1
K. High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability.	10 to 5	0.3 to **0.4**	0.5 to 2
L. Moderate slabbing after > 1 hour in **massive** rock.	5 to 3	0.5 to 0.65	5 to 50
M. Slabbing and rock burst after a few minutes in **massive** rock.	3 to 2	0.65 to 1	50 to 200
N. Heavy rock burst (strain-burst) and immediate dynamic deformations in **massive** rock	< 2	> 1	200 to 400

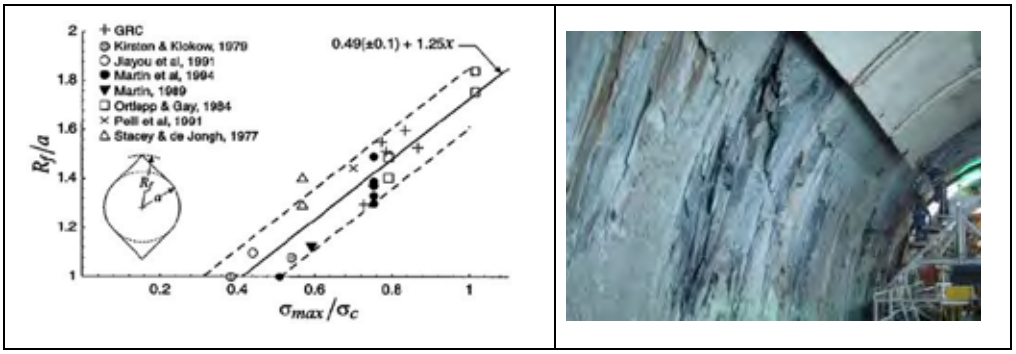


Figure 1. a) Depth of failure data collected by Martin et al. (1998) and others working in deep mining concerning depth of fracturing (R_f - a), suggest the onset of failure when σ_φ/σ_c exceeds 0.4 (+/-0.1). This exactly matches the earlier reported experience from deep road tunnels. See 'accelerating' SRF when σ_φ/σ_c exceeds 0.4 in Table 1, Grimstad and Barton (1993). b) The photo shows rock failure initiation in a deep TBM tunnel in marble.

As will be seen from Figure 2, the critical tangential stress can alternatively be expressed as σ_t/ν, instead of comparing maximum tangential stress with uniaxial compressive strength. If we assume typical ratios of uniaxial compression/tensile strength (σ_c/σ_t) of 10, and typical values of Poisson's ratio (ν) of 0.25, simple arithmetic shows that the ratio of tensile strength and Poisson's ratio (σ_t/ν) is then equal to 0.4 σ_c. Significantly, this is the same approximate stress/strength ratio seen when acoustic emission begins to increase in laboratory tests. The σ_t/ν criterion (Shen and Barton 2018) is analytically more logical than comparing stress and compression strength because rock will not fail in compression until much higher stresses are reached. Long before this it will have failed in (ex-) tension, with subsequent propagation in shear if stress is further increased, e.g. by nearby mining.

Figure 2, left, shows an imaginary (green) rock sample in the arch of a deep tunnel, subjected to an almost horizontal maximum tangential stress due to high horizontal principal stress. Extension fracturing can occur close to the tunnel, despite the fact that all principal stresses are positive (i.e. in compression). Baotang Shen was responsible for noticing the critical stress-strain interpretation which equates the critical tangential stress of 0.4 σ_c to the alternative ratio σ_t /ν. (See Shen and Barton 2018 for more detail). The simple logic is given in the lower-left panel of Figure 2.

Figure 2, top-right shows FRACOD modelling of a 'stressed' (and strained) TBM tunnel, with initial extension fractures (red) propagating in shear (green). The massive wall failures in this earliest of TBM tunnels dating from 1880 occurred due to an unusually abrupt increase in stress (+ strain) caused by curving under a 70-90m high cliff. A horizontal-to-vertical stress ratio k_o of 1/3 as modelled here, was assumed to be most realistic, in view of the closeness to the cliff face. When k_o was assumed to be 1.0 there was fracturing right around the modelled tunnel, while with k_o of 2 there was concentrated fracturing in the arch and floor of the modelled tunnel. (Barton and Shen 2017).

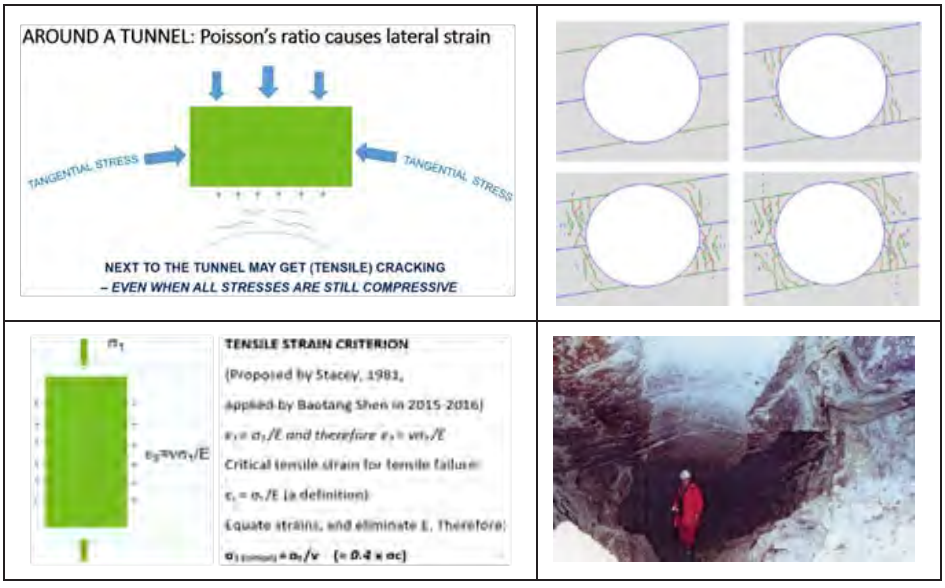


Figure 2. The extension strain criterion of Baotang Shen is illustrated by the fracturing and stress-strain logic in the left-hand diagrams. Details can be found in Shen and Barton (2018).

Before leaving underground openings and addressing the strength or strain-limited heights of cliffs and mountain walls, it is appropriate to draw attention to the limitations of conventional continuum analyses, in which one attempts to represent the shear strength of the rock mass by linear (Mohr Coulomb) or non-linear (Hoek-Brown) shear strength criteria. Figure 3 (top) illustrates the Canadian URL mine-by break-out that developed when excavating by line-drilling, in response to the obliquely acting anisotropic stresses.

The central (red) pair of circular tunnel models shown in Figure 3 are an important demonstration of *unsuccessful modelling* by 'classical methods'. These cases were published by Hajiabdolmajid et al. (2000). The conventional modelling was followed with a more realistic degradation of cohesion and mobilization of friction, which was applied in FLAC. A similar approach (degrading cohesion and mobilizing friction) was followed by Pandey and Barton (2011) using FLAC-3D, and estimating 'c' and 'φ' from Q-based CC and FC.

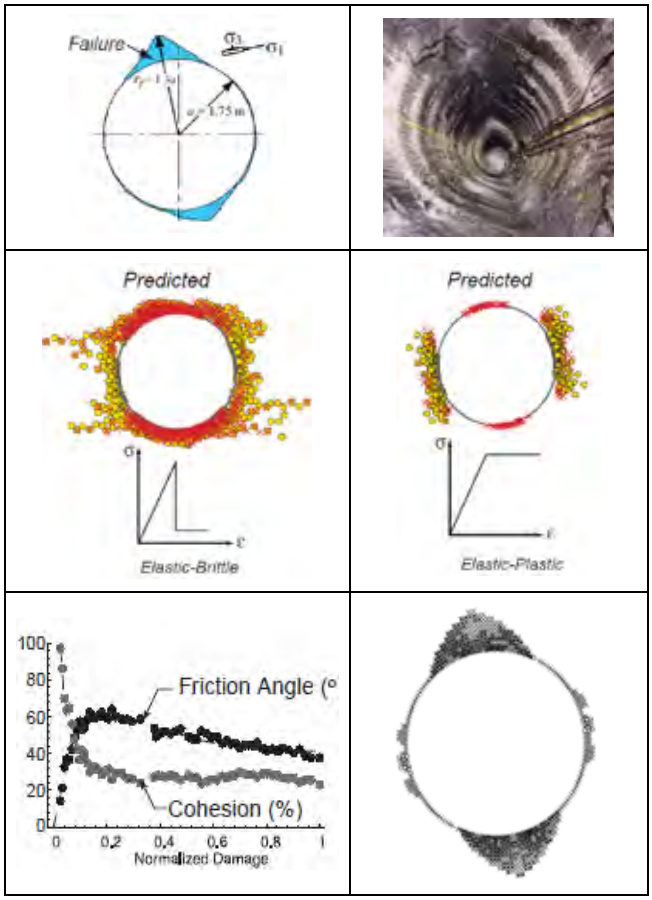


Figure 3. The remarkable mismatch of continuum modelling with reality, when assuming the convention of adding 'c' and '$\sigma_n \tan \varphi$, whether linear or non-linear, and when considering elastic-brittle and elastic-plastic behaviour. The final pair of figures illustrates the importance of (at least) degrading cohesion and mobilizing friction, as also performed in the land-mark paper of Hajiabdolmajid et al. (2000). Mohr-Coulomb is not a helpful criterion in rock, and the non-linear Hoek-Brown criterion is also misleadingly based on adding 'c' and '$\sigma_n \tan \varphi$'. Continuum models do not match failure in jointed rock, either at tunnel scale or open pit scale, unless the rock is very weak.

3 Mohr-Coulomb based critical heights of soil cuttings and rock cliffs

The 'continued' error of conventional modelling, involving *the addition of cohesive and frictional strength* will now be demonstrated, in the context of the limited heights of rock cliffs and mountain walls, where we are generously provided with a huge body of empirical evidence. Nature's 'test data' surrounds us in the mountains and along sea cliffs in the form of *morphological sculpting*, specifically where joint sets *do not* provide the fractured faces of cliffs and mountain walls. That type of failure would be too 'easy'. The cliff faces and mountain walls would consequently have receded long ago.

We will first consider the stability and failure modes exhibited in the case of cuttings in soil, and then address cliffs (in weaker rock) and mountain walls (in stronger rock). In place of the Kirsch equations for tangential stress concentrations surrounding circular TBM-like excavations, we can now consider the local principal vertical stress behind a cutting or cliff or mountain wall. This can then be compared with a measure of the strength of the soil or rock in the same way as for tunnels.

As we shall see, failure of cuttings in soil (which is a granular medium) seem to be better described by a Mohr-Coulomb strength criterion than is possible in (almost) intact rock. Intact rock is too strong to fail in shear, if it is indeed more or less intact, unless mountain-scale shear stress can be generated by two thousand meters or higher mountain walls. But before this rare (*rock avalanche*) event can happen, an extension strain-related slab failure of massive proportions may already have created a rock climber's Mecca, as for instance in the Yosemite Valley in California, following glacier retreat. We will see El Capitan later.

Soil mechanics textbooks show lower-bound and upper-bound solutions for the stability of vertical cuttings in soil, based on c and φ, utilizing the two different assumptions illustrated in Figure 4. The significant difference in the resulting lower-bound and upper-bound solutions, with intermediate results for circular and log-spiral failure surface assumptions already suggests a degree of complexity, which we could add to in rock mechanics, by suggesting (for large-scale slopes) the addition of non-linear shear strength envelopes in contrast to linear Mohr-Coulomb.

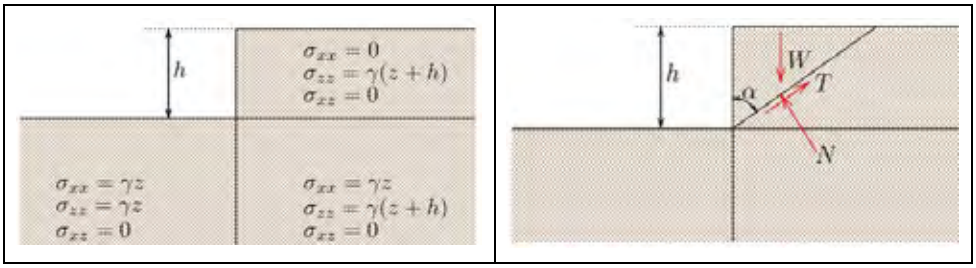


Figure 4. Left: The equilibrium assumptions for the three zones gives a lower-bound solution. Right: An assumed planar shear surface gives an upper-bound solution. The critical height (h) therefore varies between the surprisingly wide margins of $4c/\gamma \tan(45° + \varphi/2) \geq h \geq 2c/\gamma \tan(45° + \varphi/2)$. A circular failure surface gives a solution closer to the upper-bound with a multiplier of 3.85. (Verujit 2001).

Equations 1 and 2 summarize the limits of the soil-based criteria. It seems that an exact solution to the vertical cutting problem is elusive, even when utilizing a linear Mohr-Coulomb strength envelope. In the case of high mountain walls, one would need a stress dependent

'Mohr-Coulomb' modification. However, as we shall see, the weakest link that actually determines the maximum height of cliffs or mountain walls in (almost intact) rock depends on two entirely different parameters than c and φ.

$$h \geq 2c/\gamma \tan(45° + \varphi/2) \quad (1)$$
$$h \leq 4c/\gamma \tan(45° + \varphi/2) \quad (2)$$

If we do a trial evaluation of potential c and φ values for (assumed) intact rock, using a lower-bound estimate of cohesion from equation 3, we find very quickly that the soil-cutting based solutions of Figure 4 that work moderately well for soil with its relatively low cohesion, *result in far too high values of critical height* (i.e. the maximum possible vertical cliff or mountain wall height) in a range of rocks we are familiar with. Equation 3 is derived from a linear tangent between the uniaxial tension and compression Mohr circles: see later figure.

$$c = 0.5(\sigma_t . \sigma_c)^{0.5} \quad (3)$$

The cohesive strength of intact rock is apparently too high unless the steep slopes are very high indeed (the mountain avalanche scenario). Experience suggests *alternative failure modes* kicking in at smaller cliff or mountain wall heights. Failure is likely to be due to *extensional strain* causing tensile failure, or alternatively the involvement of jointing (if present) and therefore 'easier' shear (or shear and joint-opening) toppling failure, obviously giving much lower cliff or mountain wall heights.

Figure 5. Cliffs in weak materials: tuff (with ancient church) in Cappadocia, Turkey and weak inter-bedded sandstone-limestone cliff in Dorset, England that is a frequent danger.

Judging by the surface roughness, these failures cannot be attributed to the opening of vertical jointing. (Such would have caused cliff failures long ago). Suitable estimates of (saturated) rock compressive and tensile strengths, partly based on test results from Aydan and Ulusay 2003 could be the following: Left: Cappadocia cliff, 20m high next to the Christian church, tuff: σ_c = 5MPa, σ_t = 0.5MPa. Right: Burton cliffs, Dorset 40m high, weak sandstones and limestones. Estimated σ_c = 2MPa, σ_t = 0.2MPa. Using these ranges of tensile and compression strengths, cohesional strengths (suitably rounded) as low as 0.3 and 0.8MPa can be estimated with the above linear lower-bound envelope. The ratio of the compression to tensile strength Mohr circle diameters generates a presently assumed linear solution for

internal friction angle φ as follows: $\sigma_c / \sigma_t = \tan^2 (45° + \varphi/2)$. When the ratio of strengths σ_c / σ_t is 10 as assumed for simplicity, this gives $\varphi = 56°$.

The lower-bound soil mechanics-based relationship $h \geq 2c/\gamma \tan (45° + \varphi/2)$ following suitable adjustment of units (MPa x 1000 for conversion to kN/m^2 so that density can be expressed in kN/m^3) gives predictions of critical cliff heights of approximately 100m and 260m, far higher than the reality that is probably closer to a 20-60m range. The upper-bound solutions (equation 2) would be 200m and 520m which are clearly gross over-estimates. For the case of rock, it is all due to the too high cohesive strength of the presently assumed and clearly idealized intact, unjointed rock.

4 Theoretical heights of mountain walls based on Mohr-Coulomb is not realistic

The assumptions about the strength of rock will now be increased in order to attempt to address steep mountain walls in much harder rock, using the same apparently unsuitable Mohr-Coulomb based formulations as outlined in Figure 4. Again, using deliberately simple numbers, and considering stronger sandstone and granite, we may assume the following approximate ranges of σ_t = 5 to 10MPa and σ_c = 50 to 100MPa for the mountain walls illustrated in Figure 6.

The lower-bound solution for cohesion, assuming linear tangents with the σ_t and σ_c Mohr circles (Equation 3) gives estimates of cohesion for the stronger sandstone and granite of about 8 and 16MPa. These are too high to allow major rock avalanches which would involve the exceedance of shear strength, unless the vertical mountain walls could be much higher. They usually cannot be, since failure apparently has occurred at reduced height, due to different failure mechanisms. The empirical evidence is multiple: the 1200-1300m maximum heights of the world's highest mountain walls in (probably) granites or equivalently strong rock. They are well known in rock-climbing literature. These heights have apparently been limited by failure due to extension strain caused by Poisson's ratio effects, and an anisotropic stress due to the proximity of the respective mountain faces. They will be investigated later and will be compared with reality, and with apparently impossible Mohr-Coulomb solutions.

Fig. 6. Mountain walls of almost record height in sandstone and granite are illustrated. Left: West Temple, 750m high, Zion, Utah formed of sandstones, with a conservatively assumed in situ saturated UCS = 50MPa. Right: Mirror Wall, 1,200m high, Greenland which we assume is formed of granite with a conservative in situ saturated UCS = 100MPa.

Using the assumed higher strength values shown in Figure 6, and tensile/compressive strength ratios of 1/10 again, and the same *lower-bound* soil mechanics based relationship $h \geq 2c/\gamma \tan(45° + \varphi/2)$, after suitable adjustment of units (MPa x 1000 for kN/m^2 and density expressed in kN/m^3), we obtain predictions of critical mountain wall heights of approximately 2070m and 3700m, i.e. far higher than the reality (Figure 6) that is closer to a 750-1250m range, world-wide, of almost vertical mountain faces.

5 New criterion for the heights of rock cliffs and mountain walls

When assessing the likely onset of failure in deep tunnels (Table 1 and Figure 1a show the details) the maximum tangential stress and the uniaxial strength were compared, based on the obviously simplifying assumption of isotropic elastic behaviour – but applied nevertheless to explore the onset of fracturing. However, it was found by Baotang Shen (Shen and Barton 2018) that the ratio of tensile strength and Poisson's ratio (σ_t/ν) was a more logical description for the onset of failure than the principal stress-induced fracture limit i.e. the well-known fraction of compression strength ($\approx 0.4\sigma_c$). The two are almost equal.

Fracturing starts due to extension strain, but this fracturing may propagate in shear, creating classic log-spiral shear surfaces if stress levels are high enough. Shear failure is usually not possible behind steep mountain walls because stress levels are not high enough, as extension fracturing is likely to initiate when mountain wall heights are much less, when glacial support is lost as in a classic cirque.

The application of Mohr-Coulomb shear strength to the failure of rock cliffs and mountain walls is clearly not working when using intact rock strength assumptions, because of the ultra-high cohesion of rock as compared to soils. We therefore test the Shen (σ_t/ν) criterion 'in the vertical plane' (not along a potential shear plane), and simply equate it to an estimate of the major principal stress behind the given vertical cliff or mountain wall. For simplicity it will be assumed that this is $\sigma_{v\,max} = \gamma H$ where γ is the density. Equating the major stress and the Shen failure criterion we obtain for the critical, maximum height H_c the simplest imaginable equation:

$$H_c = \sigma_t/\gamma\nu \qquad (4)$$

With strength units of MPa, the usual vertical stress estimate of $\sigma_v = \gamma H/100$ means that a multiplier of 100 is needed:

$$H_c = 100\sigma_t/\gamma\nu \qquad (5)$$

In Table 2 the Mohr-Coulomb derived maximum cliff and mountain wall height estimates (given in blue), are much too high compared with the extension-strain derived critical heights (given in red), based on the simple estimate of maximum vertical stress behind such walls.

The red estimates are more in line with empirical evidence, but perhaps slightly high, suggesting that tensile strength is gradually reduced by the 'infinite' number of temperature cycles and wetting and drying cycles in the out-door environment on the surface of, and just behind, these high rock walls. This cycling of temperature does not of course apply in the case of (σ_t/ν) extension failure application in tunnels. One can envisage that the *slab failure* sketched by Melosh (2011) in Figure 7 (far left) would be a partial simulation of the $\sigma_t/\gamma\nu$ extension failure mechanism, when occurring in mostly intact massive rock.

Table 2. Comparison of Mohr-Coulomb (left) and extension-strain based (right) critical vertical cliff and mountain wall heights, using common σ_t, σ_c and density assumptions.

Lower-bound estimate M-C: $\mathbf{h = \frac{2c}{\gamma}\tan(45^o + \frac{\varphi}{2})}$				**Extension strain based:** $H_c = \sigma_t/\gamma\nu$			
$\sigma_t = 0.2\ MPa$	$\sigma_c = 2\ MPa$	$\gamma = 2.0$ t/m3	**h = 103m**	$\sigma_t = 0.2\ MPa$	$\sigma_c = 2\ MPa$	$\nu = 0.2$	**Hc = 50m**
$\sigma_t = 0.5\ MPa$	$\sigma_c = 5\ MPa$	$\gamma = 2.0$ t/m^3	**h = 258m**	$\sigma_t = 0.5\ MPa$	$\sigma_c = 5\ MPa$	$\nu = 0.2$	**Hc = 125m**
$\sigma_t = 5\ MPa$	$\sigma_c = 50\ MPa$	$\gamma = 2.5$ t/m3	**h = 2067m**	$\sigma_t = 5\ MPa$	$\sigma_c = 50\ MPa$	$\nu = 0.25$	**Hc = 800m**
$\sigma_t = 10\ MPa$	$\sigma_c = 100\ MPa$	$\gamma = 2.8$ t/m3	**h = 3690m**	$\sigma_t = 10\ MPa$	$\sigma_c = 100\ MPa$	$\nu = 0.25$	**Hc = 1430m**

The *rock avalanche* envisaged by Melosh in Figure 7 (left of centre) is likely to be a rare event, unless 'structure', as sketched in Figure 8 (left) can develop over extended time, to make reduced areas of 'rock bridges' for shear failure to finally be possible. This would counter-act the usually too high cohesive strength of intact rock, as enumerated earlier. It is concluded that the rock avalanche mode is likely to be very rare in the case of massive hard rock, simply because shear stress will usually be insufficient to over-come the ultra-high cohesive strength of intact rock. The condition needed can perhaps be found in high mountains but fortunately is very rare.

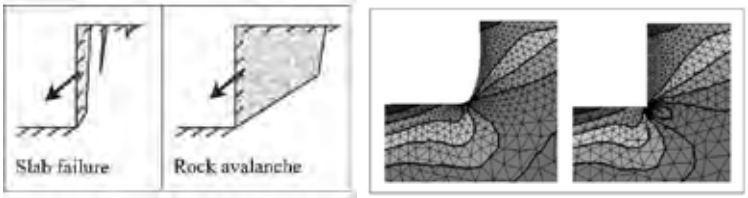


Figure 7. Left: Two of the failure modes in rock envisaged by Melosh (2011). Right: Two examples of the principal (vertical) stress distribution in the case of near-vertical or vertical walls from Wolters and Müller (2008).

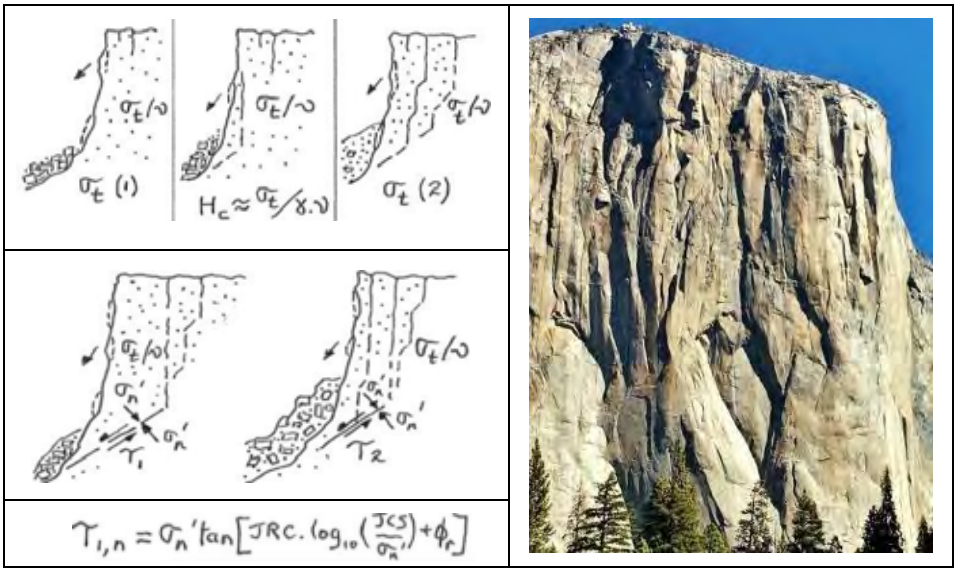


Figure 8. Left: Sketches of slabbing mechanisms and joint propagation that can be responsible for large scale failures at the front of steep, high, mountain walls. Discontinuous, adversely oriented jointing that is under slope-induced shear stress might gradually propagate. JRC (joint roughness) and JCS (joint wall strength) and φ_r (residual friction angle) might finally play an important role in the gradually reducing stability. See 'whitest' steep right-dipping plane in the photograph. A future state?

The famous 900m high walls of El Capitan, the most climbed rock face in the world, is in Yosemite National Park in eastern California. It appears to show an example of a partially propagated potential shear plane (Figure 8). It's depth into the third dimension is unknown but is assumed to be very limited at present. The details sketched in Figure 8 include the implication that extension failures cause the slabbing mechanisms that slowly degrade largely unjointed mountain walls. Seasonal and daily temperature variations gradually degrade the tensile strength of the intact rock, while ice-wedging (and joint water pressure) will naturally be the dominant mechanism if discontinuous jointing is already present.

The lower sketch in Figure 8 explores the possible slow propagation of potential shear failure planes that could allow a rock avalanche to develop, despite a generally too high cohesive strength for the intact rock. In the case of the 900-950m high El Capitan in Yosemite, a major failure is an extremely remote possibility. This is because the mountain appears largely 'intact' beyond and 'behind' the famous climber's 'Nose' seen on the right in the photograph.

It has been envisaged by those discussing the origin of sheeting joints (Martel 2017), that their frequent curvature, as seen for instance on the upper half-domed slopes of Half Dome also in Yosemite, is due to tensile stress that can be generated by temperature cycling. The curvature-based thermal mechanism is not doubted. However, extension strain mechanisms can act very effectively on planar (i.e. mountain wall) surfaces as well. After all, the principal (vertical) stress is also acting down a planar surface. The cycling of temperature responsible for the gradual reduction of the tensile strength, is an additional and important geomorphological component of failure, aided by Poisson's ratio.

Figure 9. Left: The incomparable free-soloist Alex Honnold (*Alone on the Wall*, Honnold and Roberts 2016) exploiting (assumed) extension fractures high on El Capitan. Right: USA's free-solo specialist Steph Davis exploiting extension fracture and joint holds. (Davis 2013. *Learning to Fly*). See reference.

The world-famous free solo climber Alex Honnold and the also famous Steph Davis from the USA (Figure 9) may be utilizing *extension fractures* rather than *rock joints*, in much of their remarkable free-solo climbing, because rock joints would be likely to have degraded a mountain too quickly when for instance the glacial support (as in cirques) retreated at the end of the last formative ice-age. The extension crack surfaces can be continuous for 100's of meters, both horizontally and vertically, and can presumably develop in the third dimension if the slope-parallel horizontal stress is limited by a local free face.

The long cracks are the focus of a large number (and size) of rock climber's *camming* devices for temporarily wedging in these cracks – but finger-tips, fingers, hands, clenched-fists, arms, feet and whole bodies are the 'cams' used by the free solo climbers, whose progress is mostly much faster without ropes. Refer to Davis (2013), and Honnold and Roberts (2016) for numerous very fine photographs of planar extension fractures, and of course *some* rock joints.

6 Multicomponent shear resistance of jointed rock masses

The three strongest shear strength components of a rock mass that is less massive (i.e. more jointed than in Figures 8 or 9) are illustrated in Figure 10 a and b. Shown symbolically as lab tests, they involve the strength of intact rock (the 'intact bridges'), followed by shearing along these newly created surfaces if the intact bridges fail, and then mobilization along suitably orientated joints or joint sets. The newly created fractures are likely to have high JRC and high JCS (≈ UCS) and $\varphi_r \approx \varphi_b$ due to a likely lack of weathering.

These empirical strength and roughness components were introduced in Barton (1973) and refined in Barton and Choubey (1977). The rock joints will tend to have significantly reduced values of JRC, JCS and φ_r in relation to the fresh fractures. Scale effects on JRC and JCS related to block size are also part of the Barton-Bandis shear strength criterion and are illustrated in the lower figure. There may also be a lower strength, but very critical fourth component due to clay-bearing faulted rock, represented by a simplified friction coefficient Jr/Ja, using the roughness and clay-filling parameters from the Q-system. This is illustrated in Figure 11.

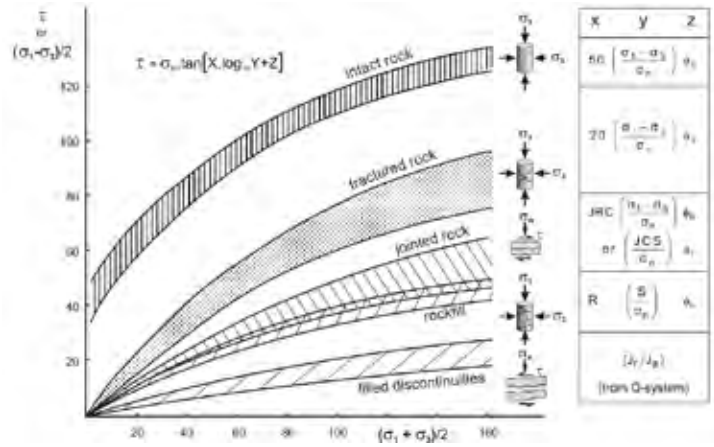


Figure 10 Four possible shear strength components of a jointed rock slope such as in an open pit. These allow progressive failure to be modelled, as often occurs at large scale. The four possible components sound like: crack, crunch, scrape, swoosh: CcSs for short. The continuum GSI-Hoek-Brown-FEM approximation modelling fails to capture the discontinuous progressive reality.

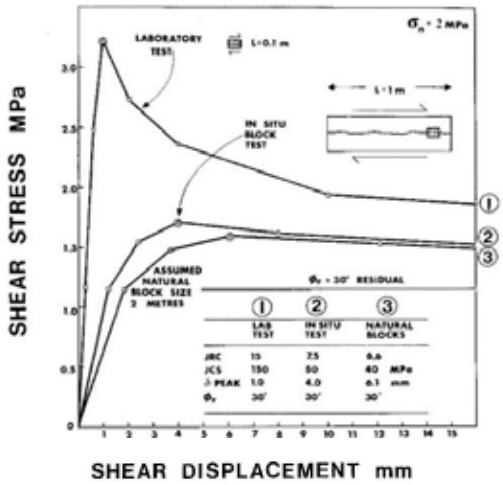
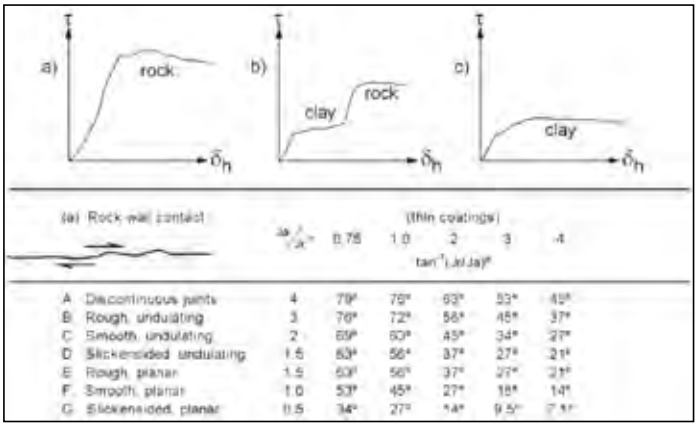


Figure 11 Shear strength-displacement modelling with JRC, JCS and φ_r for three different block sizes: laboratory sample, 1m and 2m blocks. Barton (1982).



A Discontinuous joints	4	79°	79°	63°	53°	45°
B Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°
C Smooth, undulating	2	69°	60°	45°	34°	27°
D Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.5°

Figure 12. Clay-bearing rock joints: The first category (a) of rock-to-rock contact has the complication of clay coatings. Thicker fillings have successively higher Ja values in the Q-system, and when there is no rock-to-rock contact: case (c), then Jr reverts to a nominal value of 1, and Ja continues to increase. Very low friction angles are predicted. Barton (2002).

In the last two decades or so the rock engineering profession with its engineering geologists and structural geologists and rock mechanics experts have been partially mislead by cost-saving short cuts, moving away from discontinuum analyses, and instead producing 'black-box' continuum analyses based on 'picture recognition' of jointing in the GSI diagram (actually the least 'geological' of the rock mass characterization routines like RMR, RMi, Q. The user uses convenient software to apply the page-wide equations for 'c' and 'φ' that are associated with the Hoek-Brown 'rock mass strength criterion'. When applied in popular FEM modelling a *depth-independent* and therefore incorrect equation for deformation modulus is also used.

The 'c' and 'φ' components of strength are inadvisably added in the same FEM models even though cohesion needs to be 'broken' at smaller shear strain than the mobilization of the

frictional component. As shown in Figure 3, cohesion softening and friction hardening is the more correct approach. The original intact rock H-B criterion based on testing of ‘triaxial’ samples in numerous laboratories is empirical, so valid, and is excellent as a non-linear replacement for Mohr-Coulomb. Nevertheless, curvature should actually be greater, as shown by Singh et al. (2011).

As a final illustration of the need to stop producing curved ‘failure surfaces’ in jointed rock (we are not dealing with rockfill or soil!) the following illustration may be important. Even at the largest possible scale (from top-to-toe is 3km) the influence of faults or joint sets is seen. So at tunnel scale, potential failure in a similar jointed rock mass cannot possibly be a ‘continuum’ process either. Unless the rock is extremely weak of course.

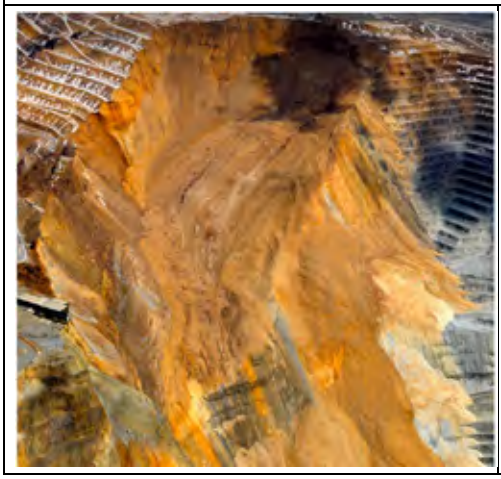


Figure 13 The world's largest 70,000,000 m^3 Bingham Canyon wall failure was clearly fault-related (and unloaded-nose related) and even though the 3km total length with debris looked like 'a liquid' - because of the small blocks of debris in relation to the scale - it does not mean that a ‘curved failure surface’ continuum model is relevant. There is a distinct and very large 'plane surface' in the presumed 'process zone' as seen after failure. Circular failure predictions by GSI H-B modellers are not getting at the real - and very often discontinuum and progressive failure related whole processes. One day this may be captured by the CcSs concept referred to above. Continuum solutions from continuum models with continuum advice to mine operators cannot help but mislead all parties.

7 Alternative potential failure mechanisms for Prekestolen

Figure 14 illustrates the famous tourist attraction: Prekestolen (Pulpit Seat) in S.W. Norway, 600m above the Lysefjord. These drone photographs were kindly provided by Katrine Mo from her comprehensive M.Sc. thesis concerning the geometric mapping and stability analyses of this challenging 'monolith'. The big question in relation to the theme of *multi-component shear resistance*: will there be initial shear failure or triggering by extension failure. There may be a combination of failure mechanisms, if failure is destined to occur?

Figure 14. Prekestolen high above Lysefjord, in south-west Norway. These drone photographs were kindly provided by Katrine Mo. Progressive failure mechanisms might include extension fracturing.

Will it one day fail due to $\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$, or $\tau = c$ *then* $\sigma_n \tan \varphi$, or $\tau = \sigma_n \tan$ (JRC.log JCS/σ_n + φ_r), or all of the above, AND a possible $\sigma_t / \gamma v$ trigger failure at the base (white arrow)? The principle 'rock engineering' components (the joint planes) of Prekestolen can be recognized in Figure 14. There is in the case of Prekestolen a highly unusual cyclic 'micro-loading' from a widely varying number of probably non-geotechnical, i.e. trusting tourists. (There are sometimes more than 100 tourists on the outermost plateau where just five or six can be seen in the right-hand photo.)

However, the seasonal variations including ice-wedging and water pressure in the cyclically blocked joint planes will inevitably provide far greater increments of loading. So presumably it is safer to visit with all the summer tourists loading the surface, than in autumn or spring with possible ice-wedging and joint water pressure increases. It certainly seems likely that the

upper joint structures and tension cracks may be causing an unwanted and elevated vertical stress at the base. Has there already been a minor 'slabbing' event close to the white arrow?

8 The limited height of the world's highest mountains

There are fifteen mountains in the world with heights in the rarified range of 8 to 9km. The highest of these is Everest at approximately 8,848 masl. The 'active local height' is not known. A Wikipedia photograph (extract) is shown in Figure 15. Since we are concerned with the ultimate strength of rock one can pose the question: why are the highest mountains showing an elevation above sea level no higher than 9km? Have mountains ever been higher than this during the earth's history? Since plate tectonics has been at work for a very long time, and contrary glacial processes during countless cycles, one can perhaps assume that the extensive 'empirical evidence' that we see today is also a reflection of what has been in the distant past. The strength of rock has little reason to have changed either, though it could perhaps be higher today, if the geothermal gradient had declined significantly.

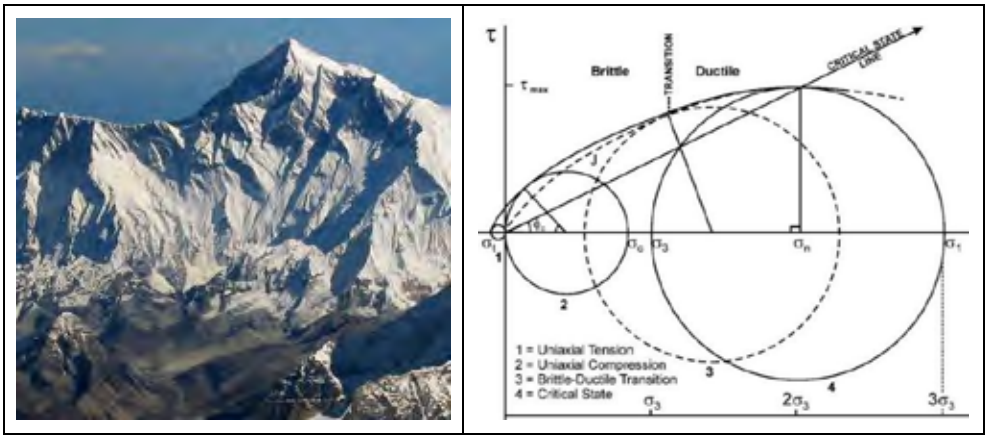


Figure 14. Left: Mount Everest, 8,864m (Wikipedia photo extract). Note that the peak of Everest is immediately behind the peak showing possible curved 'shear-planes'. (These cannot be tilted bedding 'planes' because of the huge variation in thickness.). Right: The *critical state* suggestion of Barton (1976). Note the proximity of UCS (or σ_c) and the critical confining pressure σ_3. Singh et al. (2011) found that σ_c and the critical σ_3 had equal or very similar magnitude, so actually the maximum critical state shear strength (where the Mohr envelope is horizontal) may be numerically 'equal' to UCS!

In a well-known article written by Terzaghi (1962) near the end of his life: *'Stability of steep slopes on hard unweathered rock'*, a simple formulation of critical slope height was suggested: $H = q/\gamma$, where the uniaxial strength of rock and the vertical stress caused by its density are compared. The assumed vertical stress was estimated to be γH (or $\gamma H/100$ if using familiar MPa units as in rock mechanics). One can also use units kN/m^2 and kN/m^3 for the rock strength and density.

Misuse of the 'Terzaghi' formula: $h_c = \sigma_c/\gamma$ (equation 6) gives an *apparently correct* answer for maximum mountain heights (e.g. 100 x 250/2.8 = 8.9km ($with\ \sigma_c = 250$MPa). The problem is that it has to be the *confined strength* of rock at 9 km depth, and this is three times too high to produce a believable maximum mountain height. (We fortunately do not have to experience 25km mountain heights). Here is the equation reproduced from Terzaghi (1962)

$$h_c = \sigma_c/\gamma \qquad (6)$$

This formula was not evaluated in the section concerning limited cliff heights and mountain walls since it (also) produces a strongly exaggerated result, and Terzaghi was quick to point out in his 1962 article that the adverse effect of jointing must be the reason that 'critical slope heights' were not in practice as high as this formula was suggesting. The reason (besides jointing) is that in the case of massive intact rock, there are alternative mechanisms of rock failure: possibly even shear failure when stress levels are high, but never mobilization of *unconfined* compression strength beneath a mountain. Application of a typically high value of uniaxial compression strength of rock in the case of ultimate mountain height estimation is a 'popular' method that is also shown in a Google 'chat-site'. The problem is that the rock involved in 'stabilizing' the vertical effective stress generated by the mountain, cannot possibly be the unconfined strength at e.g. 9km depth. It must be the *confined* compressive strength.

Correct logic actually suggests that mountains are of 'limited' height due to a lower (critical state) shear strength, which may also be approximately 200-250 MPa. Inspection of Fig. 14 gives simple confirmation that the indicated value of σ_1 (see right-hand side of largest Mohr circle) would be much too high in relation to (unconfined) σ_c. On the other hand, the maximum shear strength is of similar magnitude (almost equal) to the uniaxial strength. See Barton (1976), Singh et al. (2011), Singh and Barton (2019) and Shen et al. (2019). Observation of the strong curvature of the shear strength of intact rock at high confining pressure (as shown by Mogi, 1966) and reviewed by Barton (1976), was the reason for proposing a maximum possible shear strength and thus simply defining the critical state (Fig. 13).

The *consequences* of the strong curvature of shear strength envelopes, actually a significantly stronger curvature than that of the Hoek-Brown criterion for intact rock, have been further investigated by Shen et al. (2018), who demonstrated with the FRACOD fracture mechanics code that a somewhat larger volume of rock would be fractured as a result of tunnel siting at 1 or 2km depth, as compared to the fractured volume modelled with conventional (M-C, H-B) models of shear strength. Shen et al. (2018) formulated relatively simple equations with recognizable input parameters, to describe both the tensile and compressive sides of the non-linear shear strength envelope. These are shown in Fig. 15.

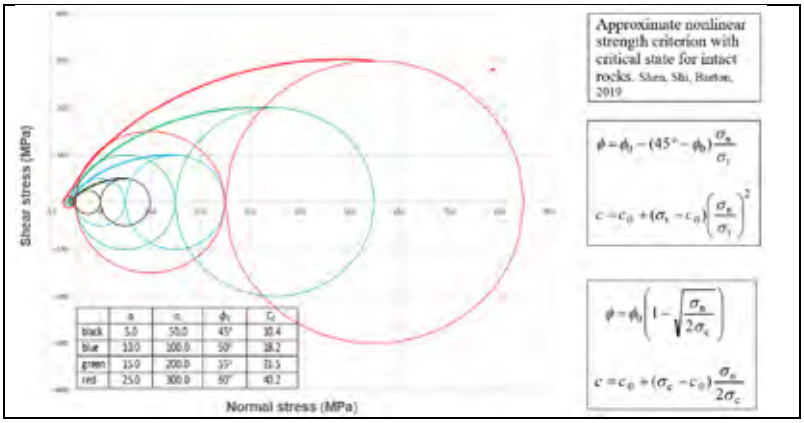


Figure 15. Four examples of a new critical-state based failure criterion from Shen et al (2019)

8 Conclusions

1. Tensile strength and Poisson's ratio explain the limited maximum heights of cliffs and steep mountain walls, and the origin of planar sheeting joints. A range of maximum heights from 20m in tuff, 100m in chalk, 750m in sandstone, to 1,300m in granite can be sensibly quantified by considering failure caused by extensional strain in each case. Mohr-Coulomb shear strength parameters give incorrect and greatly exaggerated results for intact rock, in the context of these ultra-steep slopes.

2. There are parallels in the world of deep tunnels in hard rock. The widely quoted critical tangential stress of 0.4 (± 0.1) x UCS that may signal the onset of 'stress-induced' fracturing in deep hard rock tunnels can be more correctly replaced by the ratio σ_t/ν, representing initial tensile failure which is caused by exceeding the critical extensional strain. These two ratios are numerically equivalent. At higher stress levels, tensile fractures may propagate in unstable shear, meaning potential rock bursts. UCS per se is not involved in failure in tunnels, while it may be in laboratory tests, though here also, tensile and shear failure are often involved when testing intact rock cylinders.

3. Shear strength and tensile strength *respectively*, the latter ably assisted by Poisson's ratio, are inevitably the weakest links in 'high-stress' structural geology and in 'low-stress' geomorphology.

4. Rock slopes with discontinuous rock joints may reach failure if several shear strength components are mobilized/over-come one-by-one in a *progressive* manner. Recall 'crack, crunch, scrape, swoosh' as sonic reminders of a likely non-Mohr-Coulomb non-Hoek-Brown progressive failure (CcSs) event. It is time to do rock engineering more realistically, not as if we are dealing with a continuum giving 'nice curved' failure surfaces. It is not rockfill.

5. The highest mountains of 8 to 9km are most likely to be limited by maximum possible *critical state shear strength*, not by compressive strength, because the necessary confined compressive strength of competent mountain-forming rock is at least three times too high. Mountains cannot be 25km high.

6. There is natural uncertainty about the 'equilibrium depth' beneath a mountain chain, and also about the effective pore pressure when there are frozen peaks and deep permafrost. Drainage to nearby valleys is also unknown. If the 'local' mountain load is in equilibrium with the resisting (shear) strength at say 5 to 6km depth, then a scale effect on shear strength is implied and is also logical.

9 References

Addis MA, Barton N, Bandis SC, Henry JP (1990) Laboratory studies on the stability of vertical and deviated boreholes. 65th Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum Engineers, New Orleans, September 23-26, 1990.

Aydan Ö, Ulusay R (2003) Geotechnical and geo-environmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia, Turkey. Engineering Geology, 69, 245-272.

Bandis S, Lumsden AC, Barton N (1983) Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol. 20: 6: 249-268.

Barton N (1973) Review of a new shear strength criterion for rock joints, Engineering Geology, Elsevier, Amsterdam, Vol. 7, pp. 287-332.

Barton N, Lien R, Lunde J (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. 6: 4: 189-236.

Barton N (1976) The shear strength of rock and rock joints. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 13, No. 9: 255-279.

Barton N, Choubey VC (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 1/2:1-54. Vienna: Springer.

Barton N (1982) Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: Implications for nuclear waste repository design. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, 96 p., ONWI-308, September 1982.

Barton N, Warren C (1996) Rock mass classification of chalk marl in the UK Channel Tunnels. Channel Tunnel Engineering Geology Symposium, Brighton, September 1995.

Barton N (1999) General report concerning some 20th Century lessons and 21st Century challenges in applied rock mechanics, safety and control of the environment. Proc. of 9th ISRM Congress, Paris, 3: 1659-1679, Balkema, Netherlands.

Barton N (2002) Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39/2:185-216.

Barton N, Grimstad E (2014) Q-system - an illustrated guide. 43p. www.nickbarton.com.

Barton N, Shen B (2017) Extension failure mechanisms explain failure initiation in deep tunnels *and* critical heights of cliff faces and near-vertical mountain walls. US Rock Mech. Symp. San Fransisco, ARMA17, 20p.

Barton N, C Warren (2019) Rock mass classification of chalk marl in the UK channel tunnels using Q. Ch. 18. Soft Rocks Mechanics and Engineering. Eds. Kanji, He, & Sousa. Springer.

Davis S (2013) Learning to Fly: An Uncommon Memoir of Human Flight, Unexpected Love, and One Amazing Dog. A Touchstone Book, Simon & Schuster, New York, 292p.

Grimstad E, Barton N (1993) Updating of the Q-System for NMT. Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, 1993, Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association, Oslo, 46-66.

Hajiabdolmajid V, Martin CD, Kaiser PK (2000) Modelling brittle failure. Proc. 4th North American Rock Mechanics Symposium, NARMS 2000 Seattle J. Girard, M. Liebman, C. Breeds and T. Doe (Eds), 991–998. A.A. Balkema, Rotterdam.

Honnold A, Roberts D (2016) Alone on the Wall. W.W. Norton & Company, New York. 248p.

Martel SJ (2017) Progress in understanding sheeting joints over the past two centuries. Jour. of Structural Geology, Elsevier, 94, 68-86.

Melosh HJ (2011) Planetary surface processes. Cambridge University Press, Cambridge. Geology, Elsevier, 94, 68-86.

Martin CD, Kaiser PK, McCreath DR (1998) Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Can. Geotech. J. 36, 136-151.

Mo K (2018) Stability Analysis of Preikestolen. M.Sc., Engineering Geology, NTNU, Trondheim.

Shen B, Barton N (2018) Rock fracturing mechanisms around underground openings. Geomechanics & Engineering, Techno-Press, Ltd. V.16, No. 1, 35-47.

Shen B, Shi J, Barton N (2018) An Approximate Non-Linear Modified Mohr-Coulomb Shear Strength Criterion with Critical State for Intact Rocks. J. of Rock Mech. and Geotech. Eng. 10 (2018) 645-652.

Singh M, Raj A, Singh B (2011) Modified Mohr-Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 48(4), 546-555.

Singh, M. and N. Barton, 2019. Highest Mountains Suggest Strong Curvature of Shear Strength Envelopes for Rock. Proc. of ISRM Cong. Foz do Iguacu, Brazil.

Stacey TR (1981) A simple Extension Strain Criterion for Fracture of Brittle Rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 18, 469-474.

Terzaghi K (1962) Stability of steep slopes on hard unweathered rock. Geotechnique 12:251-263.

Verruijt A (2001) Soil Mechanics. Delft University of Technology, The Netherlands.

Wolters G, Müller G (2008) Effect of cliff shape on internal stresses and rock slope stability. J. Coastal Res. 24(1), 43-50, Florida.

There are no rock mechanics experts among this ‘micro-loading’ of Prekestolen?

DYNAMISKE 3D-MODELLER AV GEOLOGI

Bjørn Kaisen Pran, NGI
Stian André Løkken, Geovita
Ingrid Mælan, Geovita

SAMMENDRAG

Dynamisk 3D modellering muliggjør en arbeidsflyt der effektivitet og kvalitet står i fokus. Det åpner for en prosess der man kan benytte datagrunnlaget i alle prosjektfasene på en mer hensiktsmessig og produktiv måte. Ved hjelp av programmer som Leapfrog Works og Rhino/Grasshopper, kan man effektivt oppdatere 3D modeller, leveransedokumenter og beregninger ved endrede prosjektforutsetninger/datagrunnlag. Ved å integrere mer digital data i 3D modeller og gjennomføre oppdateringer i driftsfasen bidrar man også til å minke usikkerhet, noe som bør være en naturlig utvikling i et prosjekt i takt med mer kunnskap og data. Geovita og NGI har både individuelt og i samarbeid jobbet med mange spennende prosjekter der dynamisk 3D modellering av geologi har blitt tatt i bruk. Artikkelen gir en rekke erfaringer der en slik dynamisk arbeidsflyt har kommet til god nytte både i planfasen og byggefasen i prosjekter. Artikkelen går nærmere inn på eksempler som: re-tolkninger av erosjonsflate til sprengningsarbeid, bruk av MWD-data i BIM, oppdatering av bergoverflate, styrt boring og samkjørt oppdatering av overlappende 3D-modeller.

SUMMARY

Dynamic 3D modelling enables a workflow where efficiency and quality are in focus. It opens for a process where you can use data in all project phases in a more appropriate and productive way. Using software such as Leapfrog Works and Rhino/Grasshopper, you can efficiently update 3D models, deliverables and calculations in the event of changes in the background data. By integrating more digital information in 3D models and performing updates in the project's operational phase, one also helps to reduce uncertainty, which should be a natural development in a project in line with more knowledge and data. Geovita and NGI have both individually and in collaboration worked on many exciting projects where a dynamic approach of 3D modelling of geology has been used. The article provides several cases where such a dynamic workflow has been useful both in the planning phase and the construction phase in projects. The article goes into more detail on examples such as: re-interpretations of an erosion surface for blasting work, the use of MWD data in BIM, updating bedrock surfaces, controlled drilling, and coordinated updating of overlapping 3D models.

INTRODUKSJON

Bygg- og anleggsbransjen er i dag i større grad papirløs, og bruk av BIM på en måte som fremhever automatikk/dynamikk, effektivitet, bærekraft og kvalitet blir stadig viktigere. Til tross for forskjellige krav og retningslinjer for BIM-modellering, jobber stadig flere byggherrer mot en fullt digitalisert arbeidsflyt. Her har en rekke byggherrer som f.eks Statens vegvesen og Bane NOR utgitt krav og manualer for å dra utviklingen et steg nærmere en fullstendig modell-basert prosjekt-livssyklus (*Bane NOR* (id), *Norwegian Tunneling Society* (2019). *N. Rasmussen* (2017), *Statens Vegvesen* (2015), *Statsbygg* (2021)).

En god, dynamisk 3D visualisering og modellering av grunnforhold og geologi er i denne sammenheng en viktig nøkkel for å gjøre veloverveide vurderinger og beslutninger i prosjektets levetid. Ved hjelp av dagens digitale verktøy har man mulighet til å produsere dette på en måte som hever kvaliteten på resultatet, reduserer kostnader og gjør hverdagen til konsulent, byggherre og entreprenør enklere.

I denne artikkelen vil det først bli beskrevet hvorfor dynamiske 3D modeller er fremtidens verktøy, deretter vil det presenteres eksempler som viser hvordan NGI og Geovita har benyttet dynamiske 3D modeller.

Hvorfor bruke modeller i 3D?

Stadig flere prosjekter bruker BIM og 3D modeller aktivt både i prosjekterende- og utførende fase og her er det viktig at geologien også blir med i de store tverrfaglige visningsmodellene. I tillegg gjør 3D modellering det lettere å både visualisere og tolke strukturer som er naturlig tredimensjonale. Dersom alle modellene kommer i kompatible format, blir det lett og effektivt å plassere planlagt infrastruktur riktig i forhold til geologien (se eksempler fra blant annet E18 Lysaker-Strand og InterCity Kleverud - Sørli), samt bruke modeller til å estimere volum, kostnader og identifisere utfordringer underveis. Det vil også være lettere å produsere tverrsnitt og lengdesnitt ut fra en geologisk modell (Se eksemplet fra E18 Lysaker-Strand), samt ta ut snitt til 2D numeriske beregninger (se eksempler fra bergskjæring Bollerud).

Hvorfor burde modellene være dynamiske?

Statiske modeller eller tegninger blir gjerne laget etter det meste av grunnundersøkelser er utført og blir sjeldent oppdatert i løpet av prosjektet siden dette ofte er ekvivalent med å konstruere hele modellen på nytt.

Dynamiske modeller gir derimot muligheten for en helt annen arbeidsflyt. Med riktige verktøy kan modellen etableres tidlig i prosjektet, selv før alle grunnundersøkelsene er ferdig planlagt. Den vil så være lett å oppdatere på et senere tidspunkt, både etter supplerende undersøkelser, endrede tolkninger av geologien eller etter sammenligning med andre modeller. På den måten kan 3D modellen også benyttes til å bestemme behov for supplerende undersøkelser eller ta valg om plassering av konstruksjoner tidlig i prosjektet (se eksempler fra InterCity Kleverud - Sørli, Tangenvika Jernbanebru). I tillegg er det mulig å bruke modellene til å estimere usikkerheter og sammenligne tidligere og nye resultater (Se eksempel fra UDK02 Løsmassetunnel Drammen). Under utbygning kan modellen kontinuerlig

oppdateres med informasjon som innhentes under driving og brukes til å ta avgjørelser om videre fremdrift (se eksempel Jernbanetunnel Moss og Bergskjæring Bollerud).

Mange prosjekter krever fortsatt lengdesnitt og tverrsnitt. I for eksempel Leapfrog vil konstruerte tegninger automatisk oppdateres sammen med oppdatert modell. Dermed er det enkelt å produsere nye tegninger og vedlegg dersom det skulle oppstå endinger. (Se eksempler fra E18 Lysaker – Ramstadsletta og Intercity Kleverud - Sørli, Hestnestunnelen.)

PROSJEKTEKSEMPLER FRA PLANFASEN

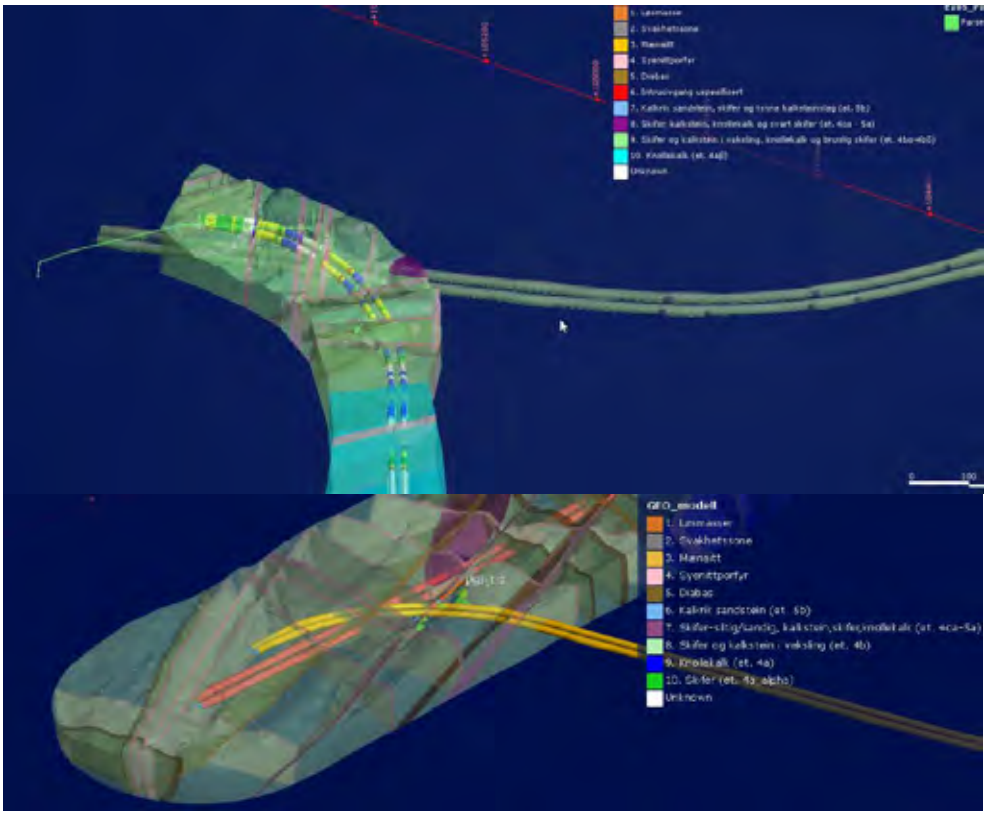
E18 Lysaker – Ramstadsletta: Gjønnes- og Høviktunnelen

På oppdrag fra Statens vegvesen og Aas Jakobsen har Geovita og NGI vært engasjert som underkonsulenter i forbindelse med reguleringsplan for E18 Lysaker – Ramstadsletta. Blant flere ansvarsområder har utarbeidelse av geologiske 3D modeller av Høvik- og Gjønnestunnelen i Leapfrog Works vært i fokus.

Tidlig i prosjektet ble det laget en modell som inneholdt informasjon om geologi, observasjoner i dagen, oppsprekking, grunnboringer, terreng, bergoverflate, geofysiske undersøkelser, kjerneboringer, brønner og poretrykksmålere. Grunnlaget for geologien ble hentet fra geologiske kart fra NGU, Bockelies kartlegging *B&Z Global (2013)*, observasjoner i dagen og tre kjerneboringer *Aas-Jakobsen (2018)*. I tillegg til geologien var det mulig å hente inn infrastruktur som planlagt normalprofil, eksisterende VA, bygninger med mer. Dermed kan modellen brukes både som et verktøy for å se hva som finnes av grunnundersøkelser i spesifikke områder og til å undersøke geologien relatert til spesifikke prosjekter på entreprisen. Det er også tatt ut snitt i form av DXF-filer som er brukt til EEM-analyser (endelig element metoden). Disse snittene er tatt ut på samme måte som i eksempel fra Bergskjæring Bollerud.

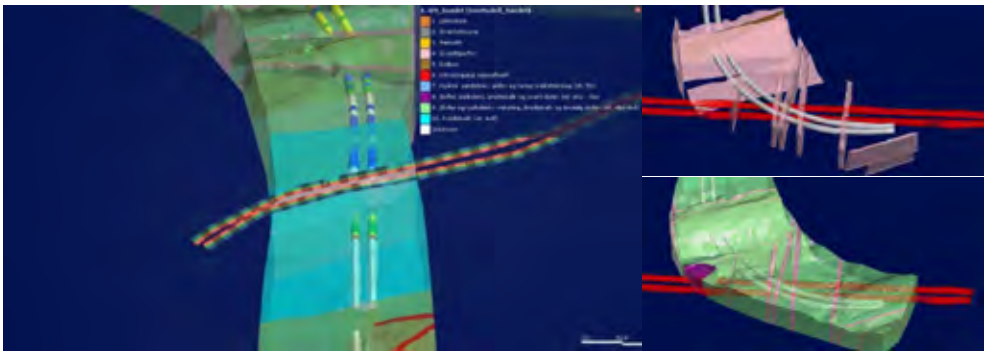
Komplekse geologiske strukturer og begrenset informasjon om orientering gjorde at det var mye usikkerhet i modellen. I Leapfrog er det mulig å definere hvilke bergarter som avsettes eller dannes først. Fordelen med dette er at det er mulig å fullføre modellering av de tidligste bergartene og fortsette å oppdatere yngre strukturer, som svakhetssoner og intrusivganger.

Basert på tilbakemeldinger fra Statens vegvesen og endringer i grunnlagsdata fra prosjekteringsgruppen, måtte de opprinnelige 3D-modellene av Høvik- og Gjønnestunnelen oppdateres. Grunnet et overlappende parsellområde (se Figur 1) mellom de to 3D-modellene måtte oppdateringen gjøres samkjørt mellom Geovita og NGI, slik at BIM-leveransene skulle se helt like ut i dette området.



Figur 1 Overlappende parsellområde der Gjønnestunnelen og Høviktunnelen krysser hverandre. Øverst ser man 3D modellen for Gjønnestunnelen, der Høviktunnelen er fargelagt i svak grønt. Nederst ser man 3D modellen for Høviktunnelen, der Høviktunnelen er fargelagt i rødt. I figuren ser man også geologien langs tunnelen. Fra Leapfrog Works.

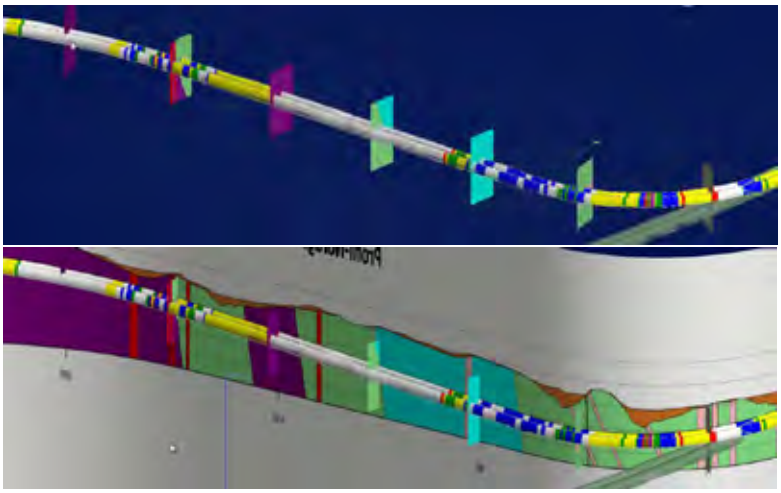
Hovedarbeidet under oppdateringen bestod i re-tolkning av geologi (spesielt intrusiver og svakhetssoner), og implementering av disse endringene i de geologiske modellene. I samråd med NGI gjennomførte Geovita nye modelleringer av de aktuelle intrusjonene, noe som ble gjort flere ganger etter kvalitetskontroller og innspill fra Statens vegvesen. Ved hjelp av modelleringsverktøy i Leapfrog Works og brukerdefinerte parametere ble nye intrusjoner og svakhetssoner modellert i Høvik-modellen, og endringene automatisk implementert gjennom reprosessering av den geologiske modellen (se Figur 2).



Figur 2 Til venstre ser man polyline-verktøyet (de to rød, blå og grønne linjene) som ved hjelp av supplerende innstillinger brukes til å angi orienteringen til f.eks intrusiver eller svakhetssoner. TIl høyre ser man resulterende modellerte intrusiver (i dette tilfellet syenitt), også vist med omkringliggende litologi nederst til høyre. Ved modellering/remodellering av slike strukturer, kan de eksporteres som mesh-filer, og legges direkte inn og implementeres i andre BIM-modeller. Fra Leapfrog Works.

For å enklest mulig implementere endringene i geologiske tolkninger til Gjønnes-modellen, var løsningen å fortløpende eksportere de nye intrusjonene modellert fra Høvik-modellen som msh-filer (mesh), og deretter importere og re-modellere direkte fra disse filene. Slik som for Høvik-modellen, ble omkringliggende geologi automatisk oppdatert i Leapfrog (arbeidsflyten er illustrert i Figur 2). På denne måten sikret man seg at de to modellene forble identiske i det overlappende området.

Endringene over førte som nevnt til en annen geologisk modell og bergartsfordeling, men i tillegg til dette ble en rekke nye 3D-filer av infrastrukturelle installasjoner også lagt inn i modellen. Som følge av endringene ble det naturligvis også nødvendig å oppdatere de geologiske snittene og profilene vedlagt i diverse rapporter. Leapfrog har også her en nyttig funksjon der man benytter et brukerdefinert oppsett på tverrsnitt-layout, kombinert med senterlinjen til tunnelen. Ved å velge blant annet snitt-intervall og lengde/bredde, kan man enkelt eksportere geologiske snitt/profil langs tunnelen i pdf-format. Ved å bruke denne funksjonen vil de geologiske snittene automatisk oppdateres ved øvrige endringer i 3D-modellen (se Figur 3).



Figur 3 Tverrsnitt og profil oppdateres automatisk ved endringer i BIM-modellen, og kan eksporteres til bruk i rapporter/diverse. Fra Leapfrog Works

InterCity Kleverud - Sørli, Tangenvika Jernbanebru

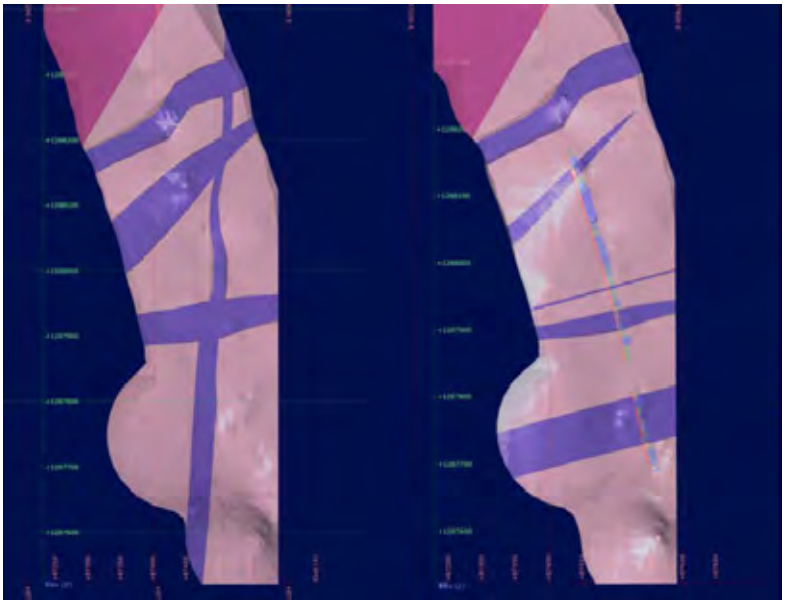
I forbindelse med konkurransegrunnlag for Tangenvika jernbanebru er Geovita engasjert for å lage en modell av geologien med fokus på svakhetssoner og løsmasser. I prosjektet er det over en lengre periode utført grunnundersøkelser for å kartlegge grunnforholdene. For å bygge den geologiske bergmodellen var det i utgangspunktet benyttet NGU sitt berggrunnskart samt resultater fra seismiske undersøkelser langs sjøbunnen. Modellering av løsmassene er basert på tolkning av utførte grunnboringer. Bergoverflaten er modellert opp basert på grunnboringer, målinger i dagen og sjøbunnskartlegging ved bruk av seismiske undersøkelser.

De seismiske undersøkelsene ble utført ved tre anledninger med god overlapping over de samme områdene. Resultatene fra disse varierte, noe som ga en usikkerhet knyttet til om svakhetssonene eksisterte og hvilket omfang de hadde. For å kunne fastslå disse sonene med større sikkerhet ble det bestemt å utføre en kjerneboring. For å få relevant prøvemateriale fra kjernene som skulle hentes ut måtte det benyttes styrt boring som kunne følge det modellerte bergforløpet. Samtidig som det ble gjort kjerneboring ble det utført sonderinger fra båt for å gi bedre tolkning av løsmasser og bergoverflate.

Planlegging og justering av borhullsbane ble utført i Leapfrog Works basert på de grunnundersøkelsene som den tidlige modellen var basert på. Ved å legge inn og justere borhullsbaner i modellen kunne man legge seg i en ønsket bane for å redusere lengden på styring samtidig som man holdt seg i den delen av bergmassen som var relevant.

Under boring kan koordinater fra avviksmåling legges inn i modellen slik at fremdriften kan sammenstilles med eksisterende modell. Dersom det skulle oppstå noe uventet underveis, er det lett å visuelt sjekke faktisk borehullsbane opp mot for eksempel bergoverflate eller tolket geologi. Resultater fra logging kan legges inn i modellen etter hvert som disse utføres slik at man kan se hvilke bergarter, RQD-verdier og lignende som er registrert langs borehullet, samt

følge med på hvordan resultatene stemmer overens med tidligere tolkninger. Videre kan modellen også oppdateres fortløpende når man har tolket boringene, se Figur 4. Tegninger, tverrsnitt osv. som er laget i modellen oppdateres automatisk med alle endringer som utføres i modellen. Det kan lages nye visningsmodeller som kan sendes til f.eks. Byggherre.

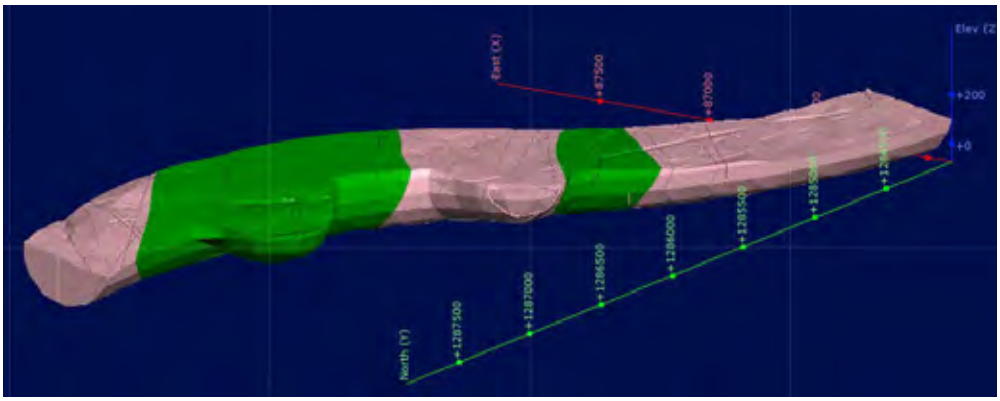


Figur 4 Svakhetssoner er vist i lilla. Til venstre er svakhetssonene tolket basert på seismiske undersøkelser. Til høyre er de samme svakhetssonene retolket etter utført kjerneboring. Kjerneboringen er vist på bildet med RQD i form av grafer langs borehullsbane. (Lengre graf tilsvarer høyere RQD.) Fra Leapfrog Works.

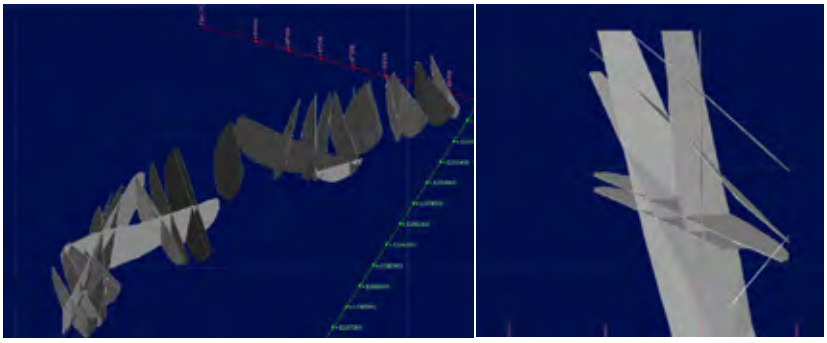
InterCity Kleverud - Sørli, Hestnestunnelen

For Hestnestunnelen var det primære målet å samle all eksisterende informasjon i en modell og lage en 3D-modell av både berg og løsmasser. Det ble konstruert en 3D-modell for bergartsgrenser og svakhetssoner der både kjerneboringer, seismikk, planlagt tunnelløp og innmålinger var plassert i 3 dimensjoner i forhold til geologi og terreng. Øvre grense for bergmodellen var den samme som nedre grense for løsmassemodellen, som også er inkludert i samme modell.

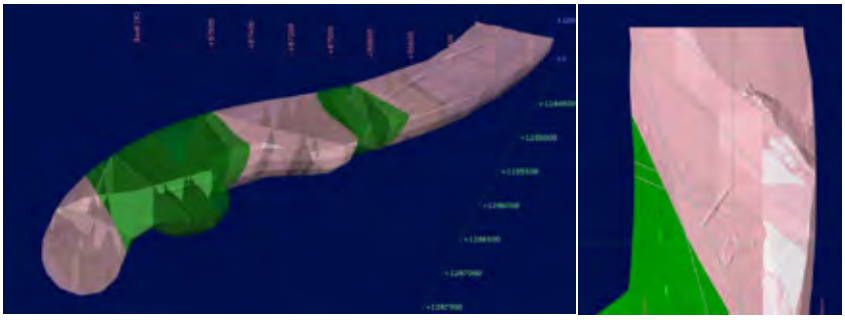
Bergmodellen ble laget i flere trinn der detaljnivået økte for hver runde. Først ble selve bergartsgrensene og bergoverflaten modellert (se Figur 5), deretter ble det hentet inn informasjon fra tidligere geotegninger, geofysiske målinger og kjerneboringer. Etter dette begynte arbeidet med å konstruere svakhetssonene (se *Figur 6* og *Figur 7*). Ferdig modell inneholdt også planlagte arbeider og eksisterende konstruksjoner (blant annet tunnelgeometri, kryssende tunneler og grunnvannsbrønner). Ferdig modell er vist i *Figur 8*.



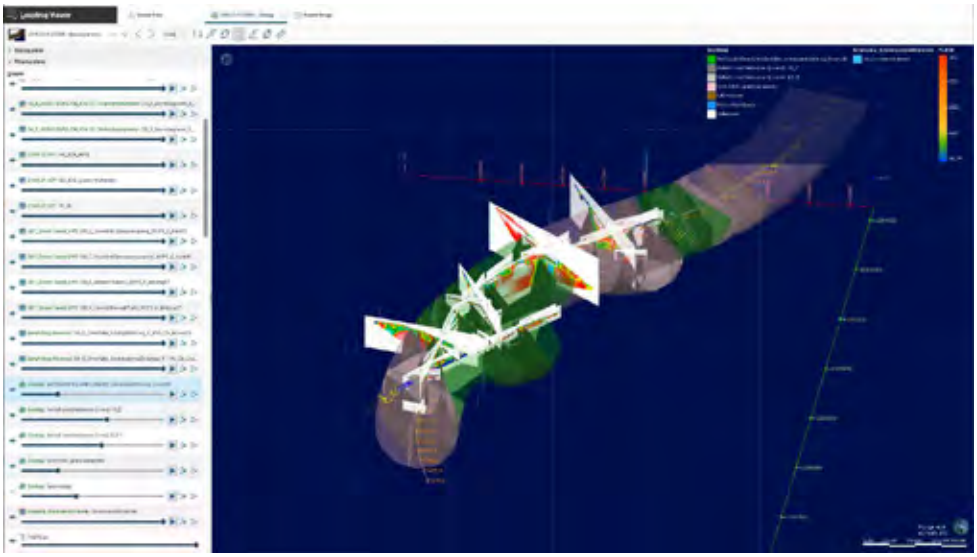
Figur 5 Det er mulig å begynne med å modellere hovedbergartene. Her er det kun modellert grenser mellom Granittisk gneis/øyegneis (i rosa) og amfibolitt /hornblendeskifer (i grønt). Fra Leapfrog Works.



Figur 6 I geologisk rapport var det brukt både seismikk, feltobservasjoner og terrengmodeller for å tolke svakhetssoner. Disse kan modelleres i Leapfrog uten å påvirke eksisterende geologi. Når en svakhetssone ser korrekt ut, må den aktiveres for å bli innlemmet i modellen. Fra Leapfrog Works.



Figur 7 Når svakhetssonene er aktivert vil de automatisk fortrenge bergartene som overlapper med intervallet. Dermed får man en fullstendig modell. Fra Leapfrog Works.



Figur 8 Alle objektene er eksportert til en Leapfrog Viewer-fil slik at byggherre kan se modellen uten lisens og selv kan velge gjennomsiktighet og synlighet av lagene de er interesserte i. Fra Leapfrog Viewer.

Det ble utført supplerende undersøkelser for å bestemme bergoverflaten og ekkolodd for å kartlegge sjøbunnen for en planlagt fylling sør for Hestnestunnelen. Alle disse resultatene kom etter at modellen var ferdig konstruert, men ble brukt til å oppdatere terreng og bergoverflaten. Selve geologimodellen ble dermed direkte oppdatert med riktig øvre grense.

Det ble laget både snitt og lengdeprofiler rett etter den den første versjonen var klar. Disse ble også automatisk oppdatert med ny bergmodell og løsmassemodell.

PROSJEKTEKSEMPLER FRA DRIFTSFASEN

Bergskjæring Bollerud - Oppdatering av erosjonsflate

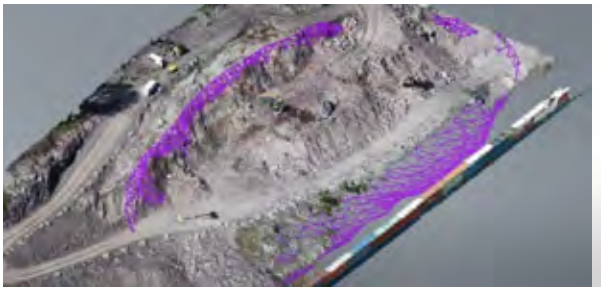
I utbyggingsprosjektet IC Vestfoldbanen, ble NGI engasjert i både design- og driftsfase i forbindelse med nedsprengingen av den 40 m høye og 200 m lange Bollerudskjæringen. Her inngikk risiko-, stabilitet og sikringsvurdering i arbeidet, og arbeidet innebar blant annet sprekkekartlegging, oppfølging av sprengningsplan, samt storskala dynamisk modellering.

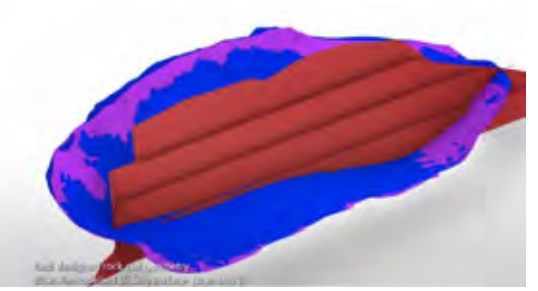
I designfasen av prosjektet ble det gjennomført en full digital kartlegging av sprekker og mulige forkastninger ved hjelp av modelleringsprogrammet Maptek PointStudio, med grunnlag i punktskydata innsamlet fra drone- og lidarskanninger. Her ble en digital, semi-automatisk sprekkegjenkjenning gjort, og deretter en sprekkegruppering for å inndele i sprekkesett. Målingene gjort digitalt ble kvalitetssikret ved manuelle feltmålinger. Etter alt av diskontinuitetsinformasjon var lagt inn i Maptek kunne en kinematisk analyse gjennomføres digitalt, som igjen ga grunnlag til å vurdere utvalgte potensielle ustabile blokker/partier for plan/kileutglidning for den daværende og den planlagte skjæringen. Basert på denne vurderingen kunne en sikringsanvisning overleveres til oppdragsgiveren.

I planfasen og under start av sprengningsarbeidet, ble en gjennomsettende, undulerende erosjonsflate tydelig, og tolket til å underkutte hele bergpartiet for prosjektet (se Figur 9). Erosjonsflaten stammer sannsynligvis fra skillet mellom to lavastrømmer, og hadde meget ugunstige egenskaper, med høyt innhold av leir/sleppemateriale. Det ble etter påvisningen av erosjonsflaten nødvendig med en kost/nytte vurdering om skjæringen skulle gjennomføres som planlagt med tung sikring installert, eller om det var formålstjenlig å sprenge skjæringen helt ned til sleppen.

Figur 9 Erosjonsflate/sleppe i Bollerudskjæringen

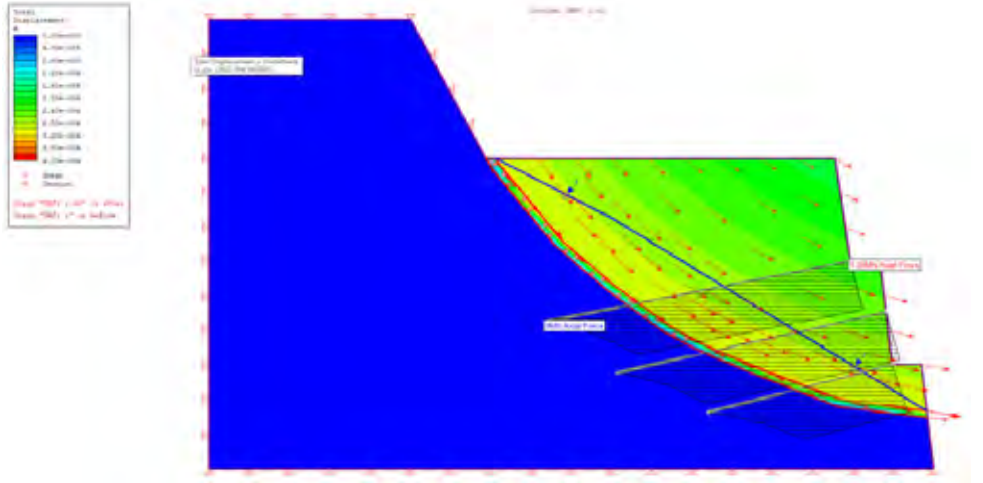
For å ha grunnlag til å gjøre en vurdering for dette tilfellet, ble Leapfrog brukt til dynamisk 3D modellering ved å fortløpende oppdatere erosjonsflaten ettersom mer og mer ble synlig under sprenging. Ved å inkludere supplerende punktsky-data fra oppfølgende drone-skanninger i modellen, kunne en ny flate modelleres, og et bedre estimat av sleppens orientering visualiseres underveis i sprengningsarbeidet (se Figur 10).





Figur 10 Erosjonsflate/sleppe modellert fra punktsky-data og med interpolasjon i Leapfrog. Til venstre er opprinnelig modellert flate basert på planfase-grunnlag vist i lilla (fra Rhino3D). Til høyre ser man oppdatert/remodellert flate i blått, med opprinnelig flate (lilla) og prosjektert skjæringsgeometri i rødt (fra Leapfrog Works).

Erosjonsflaten kunne enkelt importeres direkte for numerisk modellering, for å gjøre en vurdering av stabilitet og videre betraktninger om hvorvidt skjæringen burde bli sikret eller sprengt ned til erosjonsflaten (se Figur 11 for illustrasjon av importert flate til numerisk modellering i RS2).



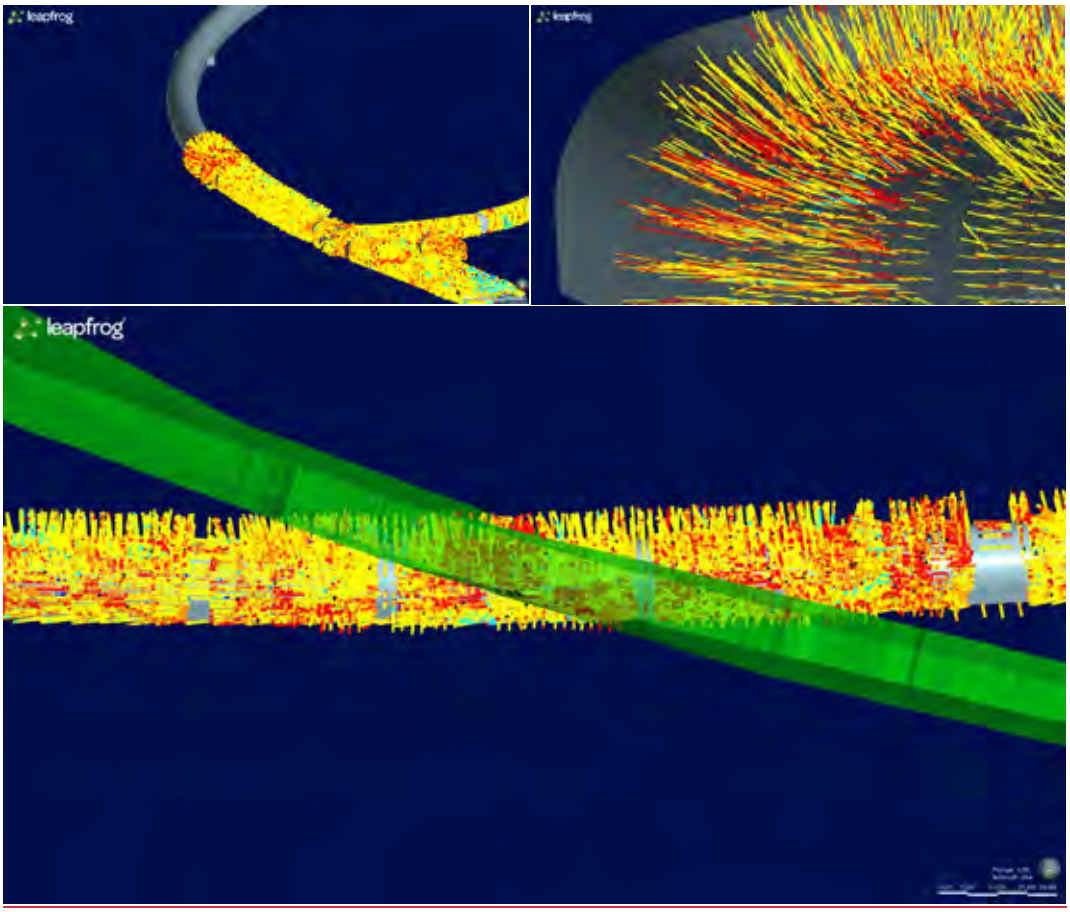
Figur 11 Snitt med Erosjonsflate/sleppe importert til RS2 for videre numerisk modellering.

Jernbanetunnel Moss – MWD driftsdata i Leapfrog modell

Som en del av Intercity-satsingen til Bane NOR skal et nytt dobbeltspor gjennom Moss kommune (Sandbukta – Såstad) bygges. På strekningen inngår blant annet to jernbanetunneler på 2.3 og 2.7 km, der bergartene i stor grad består av prekambriske gneisbergarter.

Under drivingen i dette prosjektet ble MWD-data (Measurement While Drilling) implementert i den geologiske 3D-modellen. MWD-data blir automatisk innhentet og loggført på boreriggene underveis i boringen for hver boret cm. Informasjonen som registreres er parametere som borsynk, matetrykk, rotasjon, slagtrykk og vanntrykk. Denne informasjonen er viktig fordi det kan si noe om bergmassen foran stuff i form av bergets oppsprekking, borbarhet, kvalitet (hardt/mykt berg), samt vannforhold. Tolkede MWD data med tilhørende koordinater kan enkelt eksporteres til csv-format, og deretter importeres til Leapfrog i form av georefererte punkter med tilhørende RGB fargeinformasjon for den aktuelle MWD-parameteren. En slik import og implementering i 3D-modellen gir en visualisering som vist til venstre i Figur 12. Se høyre side i figuren for detaljbilde.

Ved å visualisere og benytte denne informasjonen aktivt i drivefasen kan man gjøre mer velbegrunnede prognoser/vurderinger om blant annet sikringsbehov og injeksjonsbehov. Ved å benytte BIM modellen kan man for eksempel også korrelere med og eventuelt justere på antatte/estimerte svakhetssoner eller andre geologiske strukturer (svakhetssone vist i grønt i Figur 12)

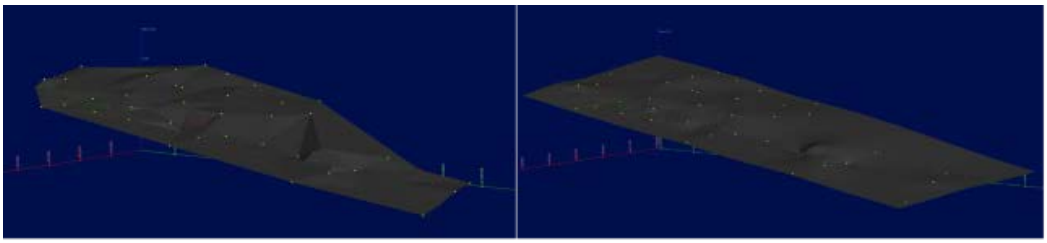


Figur 12 Detaljert MWD-data implementert rundt tunnelprofil i 3D BIM-modell. Nederst ser man en kryssende svakhetssone som man kan korrelere til Informasjonen fra MWD. Fra Leapfrog Works.

UDK02 Løsmassetunnel Drammen – oppdatering av bergoverflate

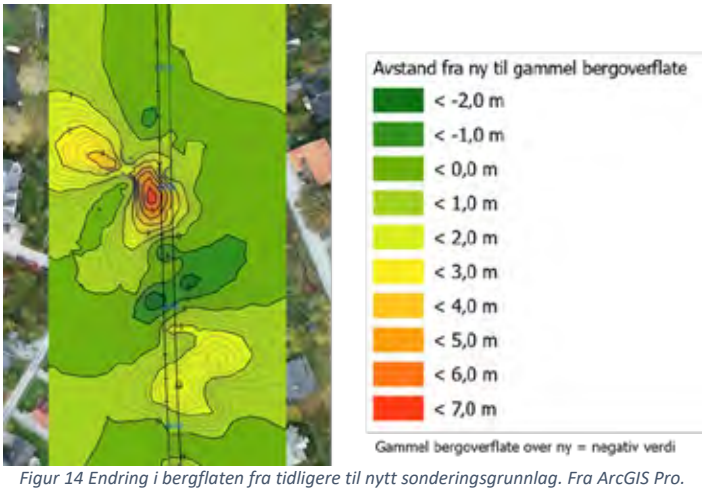
NGI er engasjert som geoteknisk rådgiver for Veidekke på UDK02 i Drammen. I denne forbindelse har det blitt gjort flere modelleringer av bergoverflaten til BIM-modellen basert på grunnundersøkelser fra både tilbud/planfasen, og supplerende grunnundersøkelser.

Modellering av bergoverflate innebærer mye usikkerhet både med tanke på antatt bergpåvisning i selve sonderingen, men særlig med tanke på områdene mellom de kjente sonderingspunktene. Ulike interpolasjonsmetoder mellom sonderingspunktene gir ulike resultater for bergoverflaten i 3D-modellen. Dette er illustrert i Figur 13. Ved å benytte ulike interpolasjonsmetoder, kan man basert på grunnlaget fra planfasen gjøre en vurdering av usikkerheten i bergoverflaten ved å se på avviket eller avstanden i de nye supplerende grunnundersøkelsene og bergoverflaten. Hver interpolasjonsmetode vil gi litt ulike bergoverflater, og de vil ha litt ulik avstand til de supplerende grunnundersøkelsene. Tar man gjennomsnittet av disse avvikene eller avstandene har man standardavviket. Dette vil gi deg en indikasjon på hvilke interpolasjonsmetoder som gir best resultat. I tillegg vil standardavviket gi en indikasjon på hvor stor feil du kan forvente.



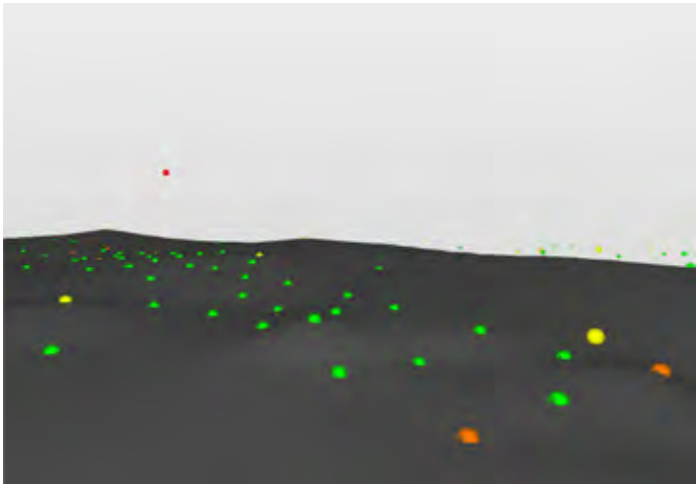
Figur 13 Ulike bergoverflater med samme grunnlag, men ulik interpolasjonsmetode. Fra Leapfrog Works.

BIM-modellen, importert i et GIS program, fungerer som et godt verktøy for å visualisere endringene fra det tidligere grunnlaget til den oppdaterte bergflaten (se Figur 14).



Figur 14 Endring i bergflaten fra tidligere til nytt sonderingsgrunnlag. Fra ArcGIS Pro.

På grunn av morene med mye blokk var det også usikkerhet knyttet til enkelte av bergpåvisningene. Det ble gjort en vurdering av samtlige bergpåvisninger, og denne vurderingen ble inkludert i BIM-modellen av bergoverflaten (se Figur 15).
Bergpåvisninger ble illustrert som kuler, og kulene var fargelagt basert på kvaliteten til bergpåvisningen. I egenskapene ble det angitt borhullsnavn, koordinater, metode, antatt berg og vurdering av bergpåvisning m.m.



Figur 15 Bergpåvisninger i BIM-visningsprogram. Fra Trimble Connect.

VIDERE UTVIKLING FOR 3D MODELLERING AV GEOLOGI

Foreløpig er det i stor grad kun konsulenter som bruker BIM-modeller aktivt. Erfaringer fra prosjekter peker på at byggherre/entreprenør ofte helst vil motta og se på videoer hentet ut fra modellene. For å kunne fullt utnytte modellene bør byggherre og entreprenør også ta i bruk 3D-modellen aktivt. I et prosjekt bør det avklares filformatene som skal bli brukt. Per i dag er DWG et mye brukt filformat. For fremtidige prosjekter bør filformatene være åpne, slik at informasjon i modellene kan bli videreført til alle prosjektets faser.

Det finnes allerede felles databaser for grunnundersøkelser, som kan deles i ulike prosjekter i samme områder geografisk (f.eks. NADAG). Det mangler imidlertid et samlet informasjonssystem som håndterer informasjon i geologiske 3D-modeller fra ulike prosjekter. Ideelt sett vil man ha en landsdekkende oversikt over as-built 3D geologimodeller. Dette kan for eksempel vise i hvilket område BIM modellen er fra, ved hvilken kote og de modellerte geologiske strukturene.

Referanser:

Bane NOR (Ikke datert): «Krav til informasjonsmodellering (KIM),» [Internett]. Available: https://www.banenor.no/Prosjekter/arkiv---prosjekter/ringeriksbanenoge16/krav-til-informasjonsmodellering-kim. [Funnet 09 september 2021].

B&Z Global (2013): « Rapport E18-korridoren. Blotningskart relatert til tunnel områder langs trasèen », utarbeidet av Dr. J. F. Bockelie. Rapport nr. 1, rev.1. Oppdrag nr. 2013-10, datert 17.03.2013.

Norwegian Tunneling Society (2019): «Digitalisation in Norwegian Tunneling,» Publication no. 28.

N. Rasmussen (2017): «BIM strategi i Nye Veier», [Internett]. Available: https://docplayer.me/70087171-Bim-strategi-i-nye-veier.html. [Funnet 9 september 2021].

Statens Vegvesen (2015): «Håndbok V770 Modellgrunnlag»

Statsbygg (2021): «SIMBA - Statsbyggs BIM-krav». [Internett]. Available: https://sites.google.com/view/simba-bim-krav/. [Funnet 09 september 2021].

Aas-Jakobsen (2018): «E18 Vestkorridoren, Lysaker – Ramstadsletta.» Byggeplan. Datarapport kjerneboring for Gjønnestunnelen, rapport nr. V_716, datert 03.05.2018.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Digital rock mass mapping and implementing in rock support design- Presenting a new software

Mahdi Shabanimashcool,
Senior engineer, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

SUMMARY
A computer code was developed to map rock mass discontinuities using images from rock face. The images are being processed, georeferenced and implemented to map the rock joints based on a novel algorithm. The data from the images is used to develop rock mass jointing network using statistical distribution of the rock discontinuities and geology of the site. Later, the joint model is used to investigate the instability mechanism of the underground openings and rock slopes, helping to adapt efficient rock supporting approach.

The manuscript presents implementation of the suggested code on a study site with briefly explanation of the algorithm.

INTRODUCTION
The biggest challenges of the rock engineering is to decreases the uncertainties and risks from the rock mass. Traditionally, rock mass models are based on the geometry of the discontinuities within the rock masses, measured by scan-lines, scan-window, or oriented boreholes. These techniques are time-consuming and influenced by the experience of geologist who conducts it. The gathered data from rock mass mapping is used in rock mass classification systems to assess the stability of the underground openings or surface rock cuts. However, rock mass classifications are based on a limited number of case studies, which considers one or two types of instability mechanisms in the tunnels or slopes. In addition, mathematically they are not a one-to-one system, meaning that two different rock type might be classified in same class while their instability mechanism is different. Therefore, in rock mechanics faster and more sophisticated rock mass mapping are important. In addition, nowadays with developing of BIM and virtual reality models, demands to real-time control of the construction site and recording of the detail of the construction work has increased.
A new innovative method was developed by the author which can be utilized to map rock discontinuities in a semi-automated technique. This technique helps to map rock mass more in detail and fast. In this method at first several images are acquired from the rock face; then they are used to generate point cloud of the rock surface. In addition to the point cloud, the images also are processed and implemented in rock mass mapping. The results can be used to generate rock block size and shape distribution in the study area.
The developed algorithm is implemented in a computer code (denoted as ALFREDO). This manuscript presents some features of the code and how it might be implemented through a real case example (one case is presented in this manuscript but several examples will be presented in the conference meeting).
The general methodology implemented in ALFREDO code; for acquiring the geometrical data of the rock discontinuity is presented in *Figure 1*. The data from images is used to obtain rock discontinuity network (RDN). Later, RDN was implemented to design / study stability of the rock cut, slope, or underground openings, as well as other implementation in rock

engineering (see Figure 2). The other implementation of the code is in progress and will not be discussed in this manuscript.

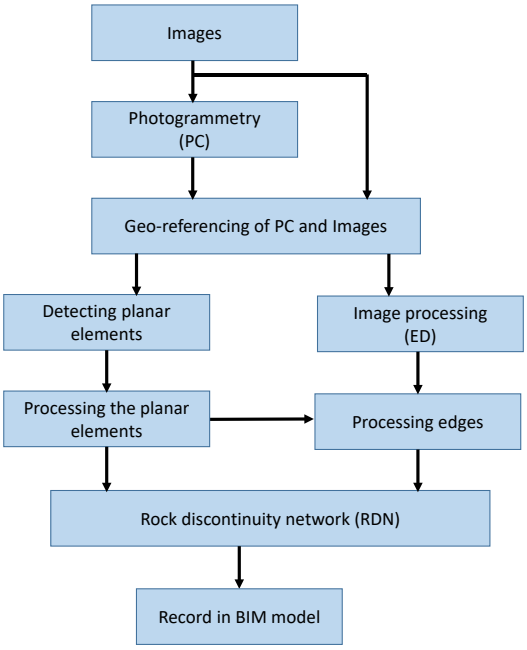


Figure 1 Methodology implemented in ALFREDO code to acquire rock discontinuity network (RDN).

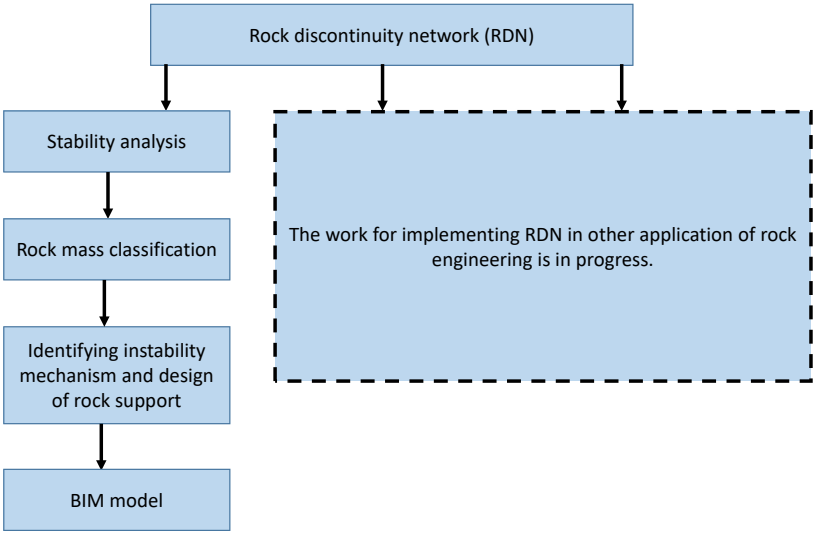


Figure 2 *General methodology implemented in ALFREDO code for stability analysis, blasting on time optimization (Blast-opt) and hydraulic model.*

The major input for ALFREDO code is at least 3 digital images from the rock surface while

the images have at least 60% overlapping. In case if calibrated camera is used, 3 images from each surface is enough; while incase of using not calibrated camera, we need to have at least 5 images. All the images should be taken by same camera and same setting all the time. The images should be taken in a way which covers all the rock mass surfaces and no hidden zone left behind.
The developed method can be implemented in a fast and more robust way if cameras with depth sensor were utilized. In case of very dusty environment, infrared cameras can be also utilized instead of ordinary cameras.
There was a big emphasis during the developing this code, that all the work to be carry out in a short time since geologist has less than half hour to map and assess rock mass quality in front of excavation stope. The current version of the code can develop RDN in ca. 10 min. After that, 5 to 10 minutes it takes to utilize the mapping data to assess stability of underground opening or surface excavation. In total, it takes ca. 15 – 20 minutes to develop the RDN and carry out stability analysis with the current version of the code. For such analysis an ordinary laptop with core-i5 CPU was utilized while the analysis needs ca. 2 – 3 GB RAM memory.

POINT CLOUD GENERATING AND GOEREFTENCING

Point cloud is a set of point coordinates from a physical object with respect to a specific coordinate system. With using pinhole cameras, it is possible to estimate the coordinate of points. Two different technique is available which can be implemented: Triangulation (stereo matching) and reconstruction (structure from motion). In triangulation, it is required to utilize two calibrated cameras with known poses in the world coordinate system. In the reconstruction technique both scene geometry (which is called in machine vision terminology as Structure) and camera geometry (camera motion) are estimated with a nonlinear optimization technique. In this manuscript, we will not describe mathematics of those two techniques (they are described in [1]). However, we must know for each of them what data we need to be available before implementing them.
For the triangulation method, two calibrated cameras are required. Calibrated camera means that we know extrinsic and intrinsic parameters of the camera. Extrinsic properties of the camera define the location and orientation of the camera reference system with respect to a word reference frame (pose of camera in the world coordinate system). Intrinsic properties of the camera link the pixel coordinate of an image with the camera reference frame. Intrinsic properties include focal length, principal point, skew coefficient, and distortion (it shows the radial and tangential distortions in the image). These properties are obtained by mapping several points where their distance from each other is known from forehand. For example, it is customary to take images from a chess bord in different orientation and locations, then based on the distance between the corners of the black and wight squares in the images, the intrinsic properties of camera are estimated, Fig. 3; For further detail see [2]. The camera calibration to obtain the intrinsic properties can be done just one time and is not required for the rest of the camera life. However, the extrinsic parameters needed to be updated every time based the camera pose in the world coordinate system, i.e., we need to know camera pose each time in the world coordinate system.
In the stereo matching method two or more images are used to estimate 3D model (coordinate of points). In this technique the matching pixels of images are find and then the 2D position of them in the images is converted to 3D depth map (like topography map). To make the calculations simpler, two cameras can be parallel with each other while they have only translation type of movement between them. Nowadays in the market there are possibilities to

purchase cameras which has built in two stereo ability (Figure 4 as an example). This camera has built in code which generates images with depth map which they can easily converted into point cloud.

Figure 3 Example of camera calibration carried out by the author for rear camera of a smart phone.

Figure 4 Example of camera with depth sensor [3].

In structure from motion (SFM) technique, it is possible to utilize only one camera which used to take several images with at least 60% overlap between them while camera has different pose for each image. In this technique both camera parameters and structure (scene geometry) can be estimated. However, the resulted point cloud is not scaled and need to be scaled. Briefly speaking, at this technique the locations of 3D points from multiple images given only a sparse set of correspondences between image features are estimated. There are several available codes which can be used to extract point clouds from images using SFM. However, the process in those codes for dense point cloud production might be time consuming.

In ALFREDO code, some simpler version of SFM technique was utilized from available free code libraries to estimate the point clouds. However, the author is more in favour of adapting cameras with depth sensor to make the work faster and more accurate. Nevertheless, in the current version of the

ALFREDO code, it does not take more than 5 minutes to generate point cloud from for the face of T8 cross-section tunnel. The produced point cloud has the format shown in Fig. 5 where not only local coordinate of the points (xc, yc, zc) is known but also the normal vector of the surface at the vicinity of the point is also known (referred as nx,ny,nz).

xc	yc	zc	nx	ny	nz
-0.019296	-0.121574	-1.392835	-0.824657	-0.042496	0.564035
-0.018570	-0.128947	-1.394078	-0.772054	-0.288819	0.566141
-0.018562	-0.128183	-1.393574	-0.754897	-0.304201	0.581027
-0.019283	-0.120047	-1.392081	-0.825405	-0.287953	0.485581
-0.017547	-0.129708	-1.393325	-0.848936	-0.208823	0.485490
-0.016762	-0.129954	-1.391301	-0.816942	-0.200811	0.540630
-0.018266	-0.121571	-1.391578	-0.840569	-0.256119	0.477334
-0.019291	-0.120811	-1.392585	-0.843904	-0.241283	0.479175
-0.017515	-0.123353	-1.392086	-0.855687	-0.417267	0.306084
-0.017534	-0.128181	-1.392570	-0.858943	-0.201424	0.470792
-0.020079	-0.121327	-1.394605	-0.903190	-0.003343	0.429229
-0.018274	-0.122335	-1.392082	-0.774827	-0.255360	0.578303
-0.017542	-0.128945	-1.393074	-0.840506	-0.224495	0.493104
-0.037594	-0.094939	-1.356939	-0.382473	-0.746184	0.544907
-0.011129	-0.096257	-1.352165	-0.332847	-0.525932	0.782693
-0.026239	-0.096268	-1.362908	-0.818258	0.392622	0.419883
-0.004559	-0.107197	-1.352443	-0.410531	-0.845340	0.341855
-0.046737	-0.094660	-1.357087	0.330015	-0.727106	0.602003
-0.057491	-0.097457	-1.363804	-0.288227	-0.695290	0.658405
-0.008039	-0.093966	-1.349165	-0.297912	0.480117	0.825067
-0.053465	-0.100274	-1.366377	0.278071	-0.529111	0.801697
-0.032970	-0.096452	-1.352161	-0.455973	-0.741346	0.492437

Figure 5 Format of the point cloud data were produced.

In utilized SFM method, the point cloud is generated with assuming that the pose of the first camera is world coordinate system (first camera is referred to the first image given to the code).
Consider Fig. 6, F_c is a local coordinate system correspond the camera while F_w is the world coordinate system. The point cloud data produced by SFM or streo analysis is in camera coordinate system which should be expressed in the world coordinate system. The relationship between poses can be expressed by a rotation and a translation. The pose of the camera frame Fc with respect to the world coordinate system can be expressed by:

$$\boldsymbol{T_{wc}} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{R_{wc}} & \boldsymbol{t_{wc}} \\ \boldsymbol{0^T} & 1 \end{bmatrix} \qquad (1)$$

Where $\mathbf{R}_{wc}$ is 3×3 matrix of the rotation, $\mathbf{t}_{wc}$ is the translation vector and $\mathbf{0}^T = (0,0,0)$. In this manuscript tensors and vectors are expressed with bold letters. Uppercase and lowercase letters are used for tensors and vectors, respectively. To transfer a point in camera coordinate to the world coordinate it should be expressed in homogenized coordinate system as shown below:

- Point x in camera coordinate: $\boldsymbol{x^T} = (x_c\,, y_c\,, z_c\,)$
- Homogenized camera coordinate: $\tilde{\boldsymbol{x}}^{\boldsymbol{T}} = (x_c\,, y_c\,, z_c\,, 1\,)$

Therefore, the produced point cloud by SFM can be expressed in the world coordinate by:

$$\tilde{\boldsymbol{x}}_{\boldsymbol{w}} = \boldsymbol{T_{wc}}\,\tilde{\boldsymbol{x}}_{\boldsymbol{c}} \qquad (2)$$

The point cloud produced by SFM is not in right scale. This can be fixed via knowing an actual distance between two of feature points in the world coordinate system unite. It is possible by finding the coordinate of those two feature points in the world coordinate. Later, a scale factor can be calculated by knowing the distance of those two feature points in the produced point cloud compared to the reality.

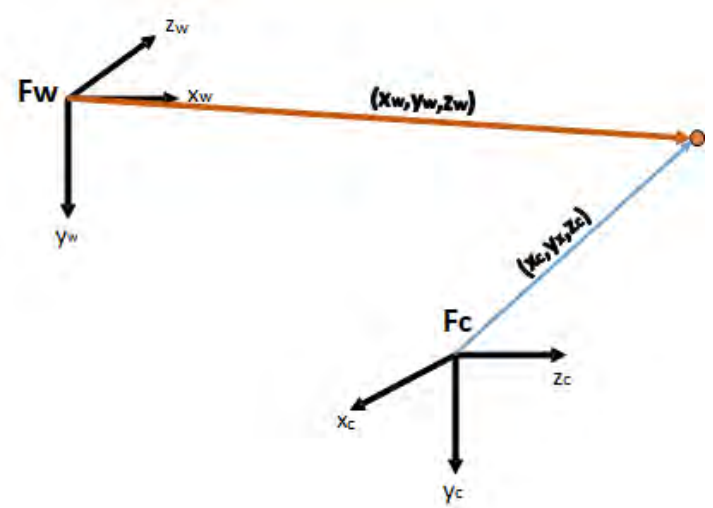


Figure 6 World (F_w) and camera (F_c) coordinate systems.

PLANAR ELEMETS DETECTING AND PROCESSING

After scaling and geo-referencing the point cloud, the planar elements will be searched and find in the point clouds. Planar element detection was carried out based on Random Sample Consensus (RANSAC) algorithm with some adjustment to suite better our objective [4]. The implemented RANSAC algorithm needs following parameters:

1. Approximate diameter of the smallest visible planar element at the mapping surface (R_{min})
2. Planarity ratio (λ)
3. Agglomeration distance (d)
4. Angular tolerance (θ)

At a first step to implement RANSAC algorithm, geologist at the site should make observation and estimate the approximate diameter of the smallest planar element in the mapping surface. However, if there is doubt on the selected (R_{min}) it is better to pick a value and later on try to optimize it in a way which leads to better results. Our experiments with R_{min} shows that the results are not totally dependent on it, it just needed to be in a range which is similar to the diameter of the visible planar element in the study site.

Second required parameter is Planarity Ratio (λ). This ratio is similar as the roughness or waviness of the joint surface, see Figure 7. As demonstrated in [6], the waviness of the joint surface can vary between 0.003 to 0.03, same as planarity ratio. Our try and error tests on different rock surfaces shows that the best results is obtained when $\lambda \leq 0.07$. Dependent on the geologist judgment at the site a value between 0.01 to 0.1 can be selected for λ.

The implemented RANSAC algorithm, at first tries to find small planar circles on the point clouds which matches with given R_{min} and λ. After this step, it will try to agglomerate the small planar circles together if they are in a acceptable distance from each other (agglomeration distance, d) and they are satisfying the angular tolerance which is allowed between agglomerated planar circles (θ). As a start, we can assume that $d \geq 5\ R_{min}$.

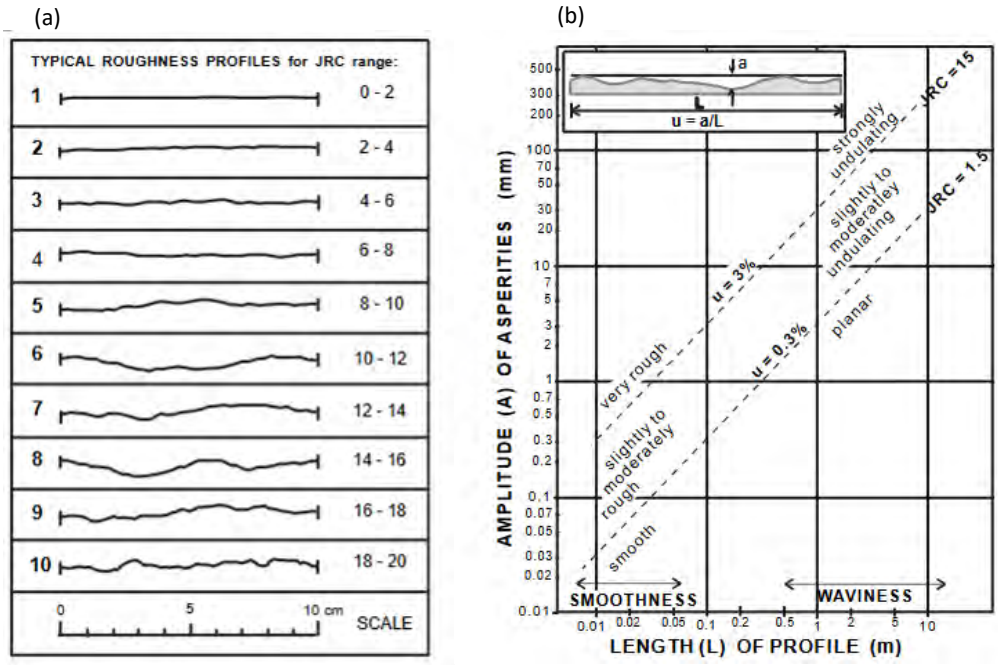


Figure 7 (a) Joint surface roughness (From [5]) and (b) Joint waviness (from [6]).

To have an initial guess for the angular tolerance, we can use value of planarity tolerance to estimate θ. As demonstrated in Fig. 8; planarity tolerance represents tangent of an angle which is generated by the mapping stretch and depth / height of the largest asperity on the mapping surface. Assuming that two of the mapping stretches are across each other, then in the worst-case scenario the representing angle of planarity tolerance can be doubled. Based on that and assuming that $\lambda \leq 0.07$, the angular tolerance in best of our knowledge is $\theta \leq (2d / R_{min}) \times 4^{\circ}$.

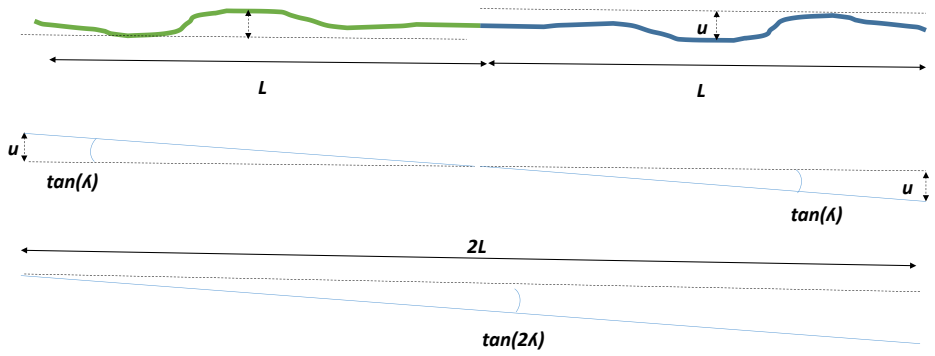


Figure 8 How to estimate angular tolerance from planarity tolerance.

As we know RANSAK algorithm needs to be carried out several times in order to have a best estimate of all the planar elements in the study site. However, using the suggested initial guesses for the input parameters and relating them for our usual engineering geological parameters makes is easier to

understand and implement.

IMAGE PROCESSING AND EDGE DETECTING

Following steps was followed for image processing and edge detecting:
At first step, the image transferred to grey scale image which makes it easy to carry out edge detecting. Then, the image is filtered with using Histogram Equalizer Technique [1] which is used in order to remove nonimportant parts of the image and also make the intensity of pixels to distribute more uniformly. However, since it is a try-and-error process to find the best value for the standard deviation of the Gaussian function for the filter, in AFREDO code 10 images from the detected edges (see next paragraph) are produced which each of them is representing filtering with standard deviation of 1 – 10 pixels. The user can select a value which leads to the best edge detection and continues the rest of the analysis with that.

In the second step, after filtering the image, edge detecting algorithm was utilized to find edges in the image. The edges are representing pixels on the images where the intensity of the image pixels changes abruptly. In a simple terminology the edge detector algorithms try to find extrema of the gradient of the image intensity function. The gradient of the image can be defined as:

$$\nabla f = \frac{\partial f}{\partial u}\, \boldsymbol{i} + \frac{\partial f}{\partial u}\, \boldsymbol{j} \qquad (3)$$

The extrema of a function are where it is maximum or minimum. For a vector this can be defined as the extrema of vector size. There are several ready to use edge detection algorithms like Sobel and Canny techniques which can be used directly.

The detected edges might have thickness larger than 1 pixel which makes it hard to process in the next phase. Therefore, a thinning algorithm was utilized to make the edges to have thickness of only one pixel.

At third step, the edge pixels which are across each other, and it is possible to fit a line on several of them are detected and Polylines are fitted on them. In this process the pixels should be neighbour and maximum tolerance of the line is one pixel. In addition, the fitted line should have length of minimum 5 pixels. After that, the individual islands of pixels in the image are ignored. The interconnected pixels via polylines are stored in a single array and denoted as a segment.
At fourth step, the saved segments are classified into 3 groups of planar, linear and non. The planarity tolerance is same as ʎ while linearity tolerance is ʎ / 10. The segments which are not in any of the linear or planar segment groups are stored in “nan” group. The group which is stored as “non” will be ignored in the rest of analysis.
At fifth step, the interconnectivity of the planar segments is controlled similar to the planar elements via criterion of d and θ. And then linear elements which are close by will be included in the resulted planar segment if they are in a close distance to the planar segment and they can be included in the planar segment.

DEVELOPING ROCK DISCONTINUITY NETWROK (RDN)

In this step the planar elements which are mapped in the previous steps are merged, then following data from them are stored in an array denoted as MappedJoint:

- Centre point
- Normal vector
- Radius
- Dip / Dip-direction
- Joint set number
- Spacing with the closest joint in the belonging set

Joints are clustered in different sets based on the geologist judgment on the hemispherical projection of normal vector of the mapped planes. The clustering is carried out with visually inspecting the area

frequency of the normal vectors (joint poles) on the project net. Then all the mapped joints will be assigned a joint set number.

Based on statistical distribution suggested in Priest (1993) for joint orientation, spacing and size, desired parameters for those distribution functions were estimated from the data in MappedJoint array. However, sometimes for one or several joint sets, there is not enough mapping data to assess those parameters. Therefore, a best estimate based on the judgment by the geologist can be utilized. To avoid such problem, we can utilize data from other mapped faces close by the currently mapped area, if they are geologically related. Unless we can utilize then with assuming a normal distribution with the mean and standard deviation as found from the available data.

Rock discontinuity network mostly is represented via Discrete Fracture Network (DFN) [9]. The simplest way is to generate random numbers and feed them inside each individual statistical distribution of the joint geometry parameters generating DFM. Priest (1993) presented a simple and effective algorithm to develop DFN.

However, in the ALFREDO code it is possible to use the data and find explicitly the rock blocks formed at the boundaries of the opening and check if they have possibility of being slide / fall. Rock block theory developed by Goodman (1995) was used for that purpose. This technique can assist the engineer or rig operator at the site to control if all the unstable blocks are secured or not. Plus, if the length of the bolt is enough.

It should be noted that still several parameters of the rock mass, including joint opening, roughness, and filling are not captured with this technique and requires sound engineering judgment at the site. The purpose of this code is not to replace the geologist with the code; but it is only to assist him/here.

IMPLEMENTATION

In the manuscript, only an example of mapping a rock face from a road cut is presented. However, at the conference presentation several cases including calibration of the code will be presented.

The road cut is in gneiss and has major horizontal joints and sub-vertical joints which are interconnecting it (Figure 9). At first the point cloud was generated via SFM techniques using 5 images taken by iPhone 6S (Figure 10). Then the point cloud is georeferenced and scaled.

The planar elements on the point cloud were identified for different planarity rations (Figure 11). It shows that for the acceptable range of the planarity tolerance ($\lambda \leq 0.07$,as mentioned above) similar planar elements were identified. However, the size of the planar elements changes with the selected value for λ. Implementing large planarity tolerance value increases the run-time so it is recommended to use $\lambda \leq 0.02$ for finding planar cells and then agglomerate them to make larger planes. With this technique the run-time decreases significantly (under 5 minutes). A best policy to carry out this part of the work can be start with assuming $\lambda = 0.005$, then increase λ with amount of 0.005 until the desired best results are obtained.

Figure 12 Shows how changes in R_{min} might affect detecting the planar elements. It reveals that with using small R_{min} most part of the planar surfaces will be detected. However, small R_{min} leads to identify wrongly small areas on the rock face which are not part of any discontinuity planes.

Figure 13 shows how angular tolerance (θ) might affect agglomerating of the planar cells. It reveals that this parameter if it is in an appropriate range will not significantly influence the final results. Figure 13 also shows that there is 3 major joint sets in the study site, as it was expected from site inspection.

Figure 9 A panorama image from the mapped rock cut.

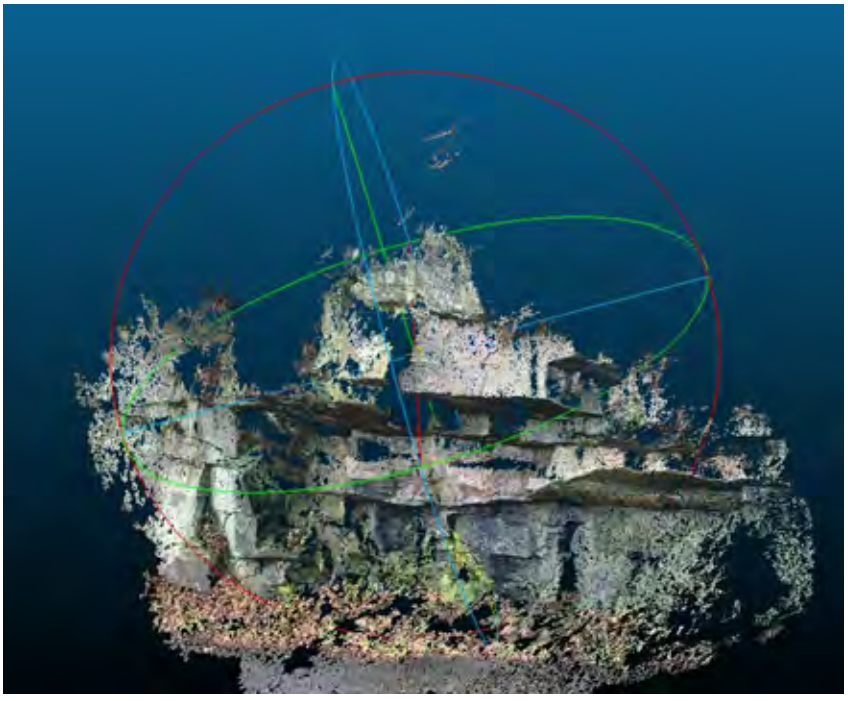


Figure 10 The point cloud generated by SRM from 5 images acquired by rear camera of iPhone 6S.

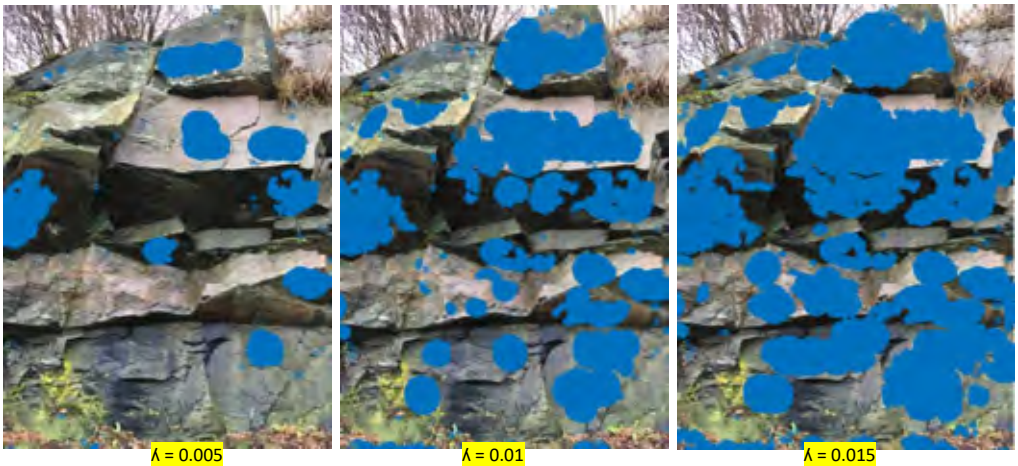


Figure 11 The effect of planarity tolerance (ʎ) on detecting the planar elements while R_{min} = 0.01 m.

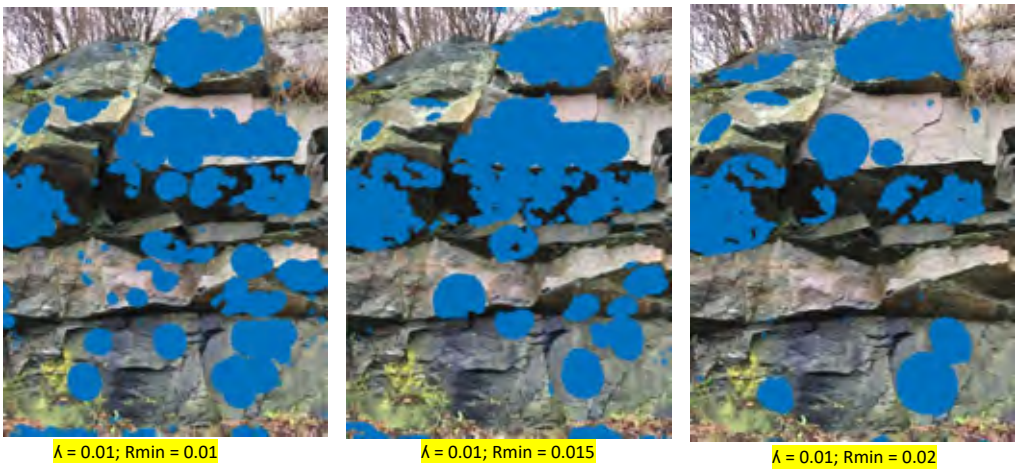


Figure 12 Effect of changes in R_{min} (m) at detecting planar elements while ʎ = 0.01.

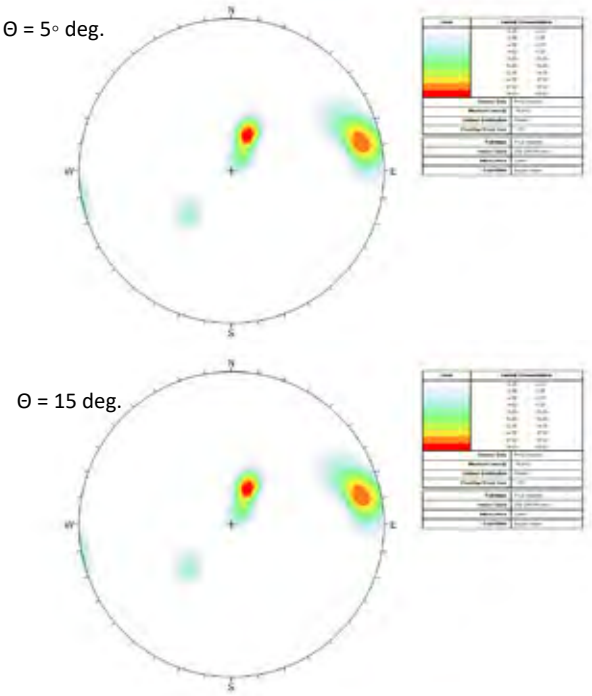


Figure 13 Effect of angular tolerance on dip / dip-direction of the resulted planar elements.

Figure 14 Original image after converted to the grey scale and detected edges after gaussian filter for standard deviation of 1 to 10.

After detecting the planar elements, the image processing and edge detecting part was carried out. Figure 14 shows the original image which is transferred to the grey scale. Before carrying out edge

detecting on the grey scale image, they should be filtered with Histogram Equalizer filter. Standard deviation (σ) of the Gaussian filter varies according to the user's preference. In Alfredo code, we carry out an experiment, if the standard deviation changes from 1 to 10, how the final produced edges might represent the real joint edges on the rock face. For the sack of simplicity, Figure 14 only shows the detected edges after filtering with σ = 1 and 10. In this study we selected σ = 10, since it includes less noises which are not real rock joints.

The detected edges are divided into three classes of planar, linear and none classes with implementing planarity and linearity tolerance parameters. The planarity tolerance is similar as before (λ). The linearity tolerance is also similar to planarity tolerance (see Figure 7). However, instead of being in 2D it is in 1D. Figure 15 shows the classified segments of the edges into linear and planar classes. After identifying the planar segments of the edges, they can be expanded if there is a linear element close by which can be included in the planar element. Figure 16 shows that from planar edges two major joint sets can be identified.
Figure 17 Depicts total discontinuities were detected at the study site including both from detected planar elements and planar edge segments. Three major joint sets were identified with Dip/ Dip-direction of 25 / 205, 82/256 and 42 /045. The histogram of the detected joint's spacing and size are presented in Figure 18 and Figure 19.

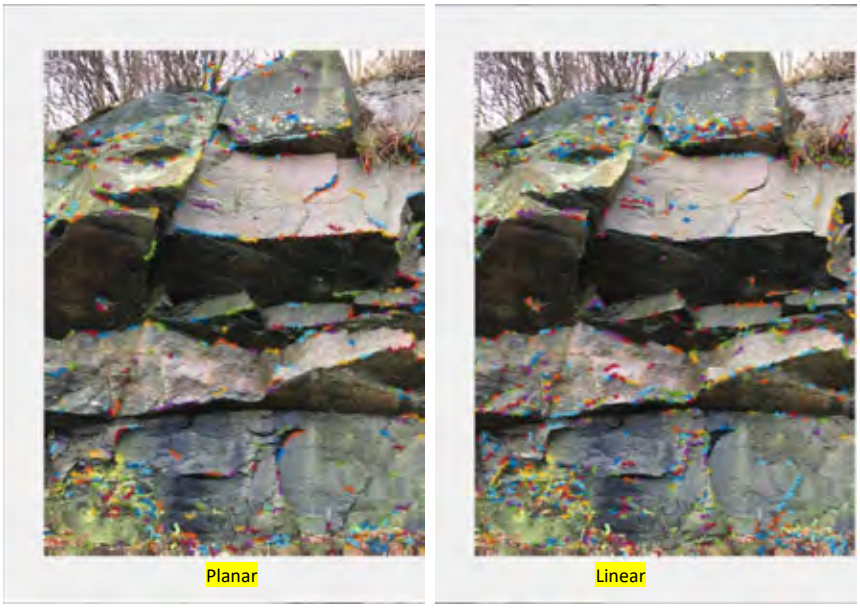


Figure 15 Planar and linear segments of the edges.

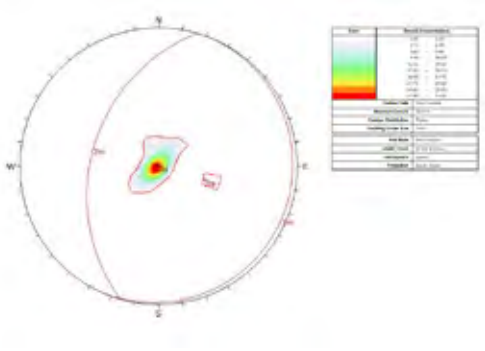


Figure 16 Resulted planar elements from edges.

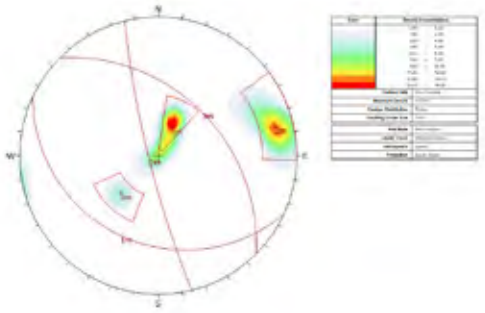


Figure 17 Final resulted planar elements from both point cloud and edge detecting in the images.

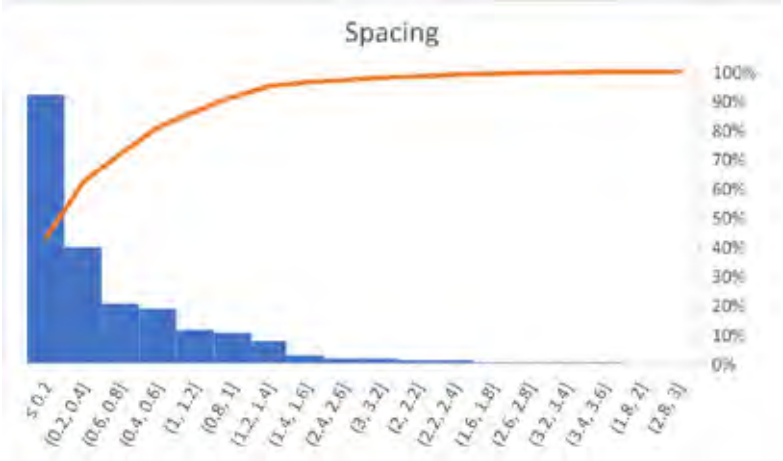


Figure 18 Spacing (m) of the detected discontinuity planes.

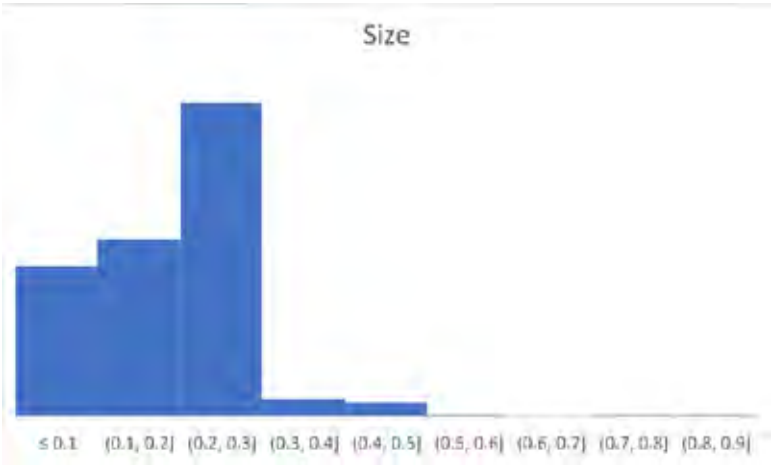


Figure 19 Size (m) of the detected discontinuity planes.

As we know the spacing of joints follows negative exponential distribution [8] which is also visible in Figure 18. Probability density function can be expressed as:

$f(s;\alpha) = \alpha\, e^{-\alpha s}$ (4)

Where α is parameter of the distribution (1/m) and s is the spacing of joints along a scanline (m). Mean value and variance of the distribution can be found by 1/ α and 1/ α^2, respectively. Figure 18 shows that for the mapped joints in the study site, mean value, and variance of joint spacing is ca. 0.29 m and 0.083255 m2, respectively. Based on the cumulative distribution of Eq. 4, it is possible to calculate theoretical RQD (it means that during the boring of the cores no mechanical breakage of the cores were recorded in the samples and the obtained value is the average of RQD in all directions), for more detail see [11]:

$RQD = 110.4 - 3.68\alpha$ (5)

For our case study α = 3.46 (1/m), then RQD = 97.85 or 95%.

Rock mass quality of the study site can be expressed in Q- value (Suitable for tunnel construction condition), see [12]. However, it requires the geologist's judgment about the joint roughness, joint alteration, joint water, and stress reduction factors. Table 1 shows the calculated Q- value for the study site.

Table 1 Q-value of the study site obtained digitally.

Parameter	Value	Comment
RQD	95	As estimated above
Jn	9	3 joint sets
Jr	1	Smooth and planar joint surfaces
Ja	2	Slightly altered joint surfaces
Jw	1	Dry joint
SRF	2.5	Low stress, near surface
Q´ - value	≈ 2	Poor rock mass quality

STORING DATA IN BIM MODELS

We need an efficient technique to store the data from rock faces which is mapped by ALFREDO code.

Probably a simple way is to turn the images from rock faces into 3D images (images where they have depth also) or use initially the cameras with depth sensor (stereo cameras) for imaging the rock faces. In Afredo code at first a special class was defined (a new data type which is specifically designed for our purpose, for data storing and reading in a programming code), which is denoted as RockFace. Every time that we need to register data from a rock face, we can define an object which is type of RockFace class. The name of the object includes the change of the tunnel face. The class of RockFace has following properties:

- Georeferenced Images
- Point cloud
- 3D image (depth of pixels in images)
- Intact rock boundaries
- Intact rock types
- RockFace array
- Following properties will be automatically calculated for each object:
    - Spacing of each discontinuity setting
    - Statistical distribution parameters of Dip/Dip-direction assuming Fisher distribution
    - Statistical distribution parameters for joint spacing
    - Statistical distribution parameters for joint size
    - Average rock block size
    - Calculate block shape (Elongated, Cubical or Platy, see [13])
    - Ask for application of the project:
        - In case of application in tunnel:
            - Input Dip/Dip-direction of tunnel alignment
            - Input joint roughness and alteration values
            - Input for SRF and J_w values based on Q-system [12]
            - Calculate Q-value
            - Calculate possibility of any free-falling block at the roof of tunnel
        - In case of application rock slope (under development):
            - Input an estimate of joint friction angle
            - Input dip/Dip-direction angle of the slope
            - Calculate potential for planar, wedge or toppling failure
        - In case of application in anchored foundation (under development):
            - Input anchorage direction
            - Calculate minimum required anchor length

CONCLUDIGN REMARKS

A new algorithm and code were developed for semi-automatized mapping of rock mass. This manuscript provides a very brief overview of the code. The code has great potential to be integrated in rock mass mapping and rock support design. In addition, it provides a technique to store and process the data in a BIM model.

REFERANSER

[1] Szeliski R (2011).
Computer vision: Algorithms and applications
Springer-Verlag London.

[2] Zhang, Z.

A Flexible New Technique for Camera Calibration
IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence. Vol. 22, No. 11, 2000, pp. 1330–1334.

[3] https://www.intelrealsense.com/depth-camera-d435/
Visited on 01.11.2021.

[4] Fischle MA, Bolles RC.
A paradigm for model fitting with applications to image analysis and automated cartography
Communications of the ACM, 24(6):381–395, 1981.

[5] Barton N, Choubey V.
The shear strength of joints in theory and practice
Rock Mechanics 10 (1977). 1-54.

[6] Palmstrom A (2001).
Measurement and characterization of rock mass jointing. In book: In-situ characterization of rocks.
Publisher: Rotterdam: A. A. BalkemaEditors: Sharma, V. M. Saxena, K. R.

[7] Priest SD (1985).
Hemispherical projection methods in rock engineering.
Georg Allen and Unwin.

[8] Priest SD, Hudson JA. (1993).
Discontinuity analysis for rock engineering.
Chapman and Hall.

[9] DERSHOWITZ WS. (1984).
Rock joint systems.
PhD Thesis. - Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

[10] Goodman RE.
Block theory and its application.
Geotechnique 45, No. 3 (1995), 383-423.

[11] Priest SD, Hudson JA.
Discontinuity spacing in rock.
Int. J Roc Mech & Min Sci & Geomechanics Abs. 13 (1976). 135-48.

[12] Barton, N.R.; Lien, R.; Lunde, J.
Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support.
Rock Mechanics and Rock Engineering. Springer. 6 (1974): 189–236.
doi:10.1007/BF01239496.

[13] Kalenchuk KS, Diederichs MS, McKinnon S.
Characterizing block geometry in jointed rockmasses. Int. J Roc Mech Min Sci. 43 (2006) 1212-1225

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

HVA SKAL VI MED ET LINEAMENTKART?

What to do with a lineament map?

Espen Torgersen, Norges geologiske undersøkelse-NGU & Institutt for Geovitenskap og Petroleum-IGP, NTNU
Tim F. Redfield og Katia Svendby, Norges geologiske undersøkelse-NGU
Karl Fabian, Institutt for Geovitenskap og Petroleum-IGP, NTNU

SAMMENDRAG

Lineamentkart er ofte brukt for å identifisere svakhetssoner, men fungerer det egentlig? Gjør vi kartleggingen riktig, og gjør vi det likt? Hvordan tolker vi lineamentene? Hvor mange av lineamentene er faktisk svakhetssoner, og finnes det svakhetssoner som ikke uttrykkes som et lineament? Dette er bare noen av spørsmålene som må besvares for at vi skal vite hva vi skal med et lineamentkart.

Et lineament er et avlangt formelement som kan opptre i mange typer data. Topolineamenter finnes i høydemodeller, mens fotolineamenter kan sees i flyfoto. Disse lineamentene kan ha ulikt signal, hvorav de oftest anvendte er negative/daler. Topolineamentdaler kartlegges i utstrakt grad manuelt, uten noen etablert fremgangsmåte. Operatøren, datakilde og målestokk påvirker resultatet slik at lineamentene blir subjektive og vanskelige å etterprøve (Scheiber m.fl. 2015).

Vi utvikler en ny algoritme for å automatisk kartlegge lineamenter i alle typer datakilder. Dette gir datasett som er reproduserbare og homogene, og hvor lineamentene kan tilegnes verdier som beskriver deres form og nabolag. Dette er første steg mot det vi anser som et nyttig lineamentkart, som kjennetegnes av følgende faktorer:

1. Reproduserbart; at resultatene kan gjenskapes med gitte parametere.
2. Homogent; at det ikke er metodiske eller operatørmessige forskjeller mellom ulike områder.
3. Kvantitativt; at lineamentene har metadata som beskriver deres form og nabolag.
4. Klassifisert; at lineamentene er knyttet til geologiske prosesser.

Neste steg er å klassifisere lineamentene basert på deres form og nabolag, for deretter å knytte disse mot unike geologiske prosesser. Dette krever at topolineamentdaler skapt av ulike underliggende prosesser har forskjellige morfologiske uttrykk. Foreløpige analyser viser at enkelte prosesser lettere kan skilles fra hverandre enn andre (f.eks. er foliasjon/lagdeling ofte forskjellig fra sprø deformasjon og ganger, som på den andre siden har mange likhetstrekk). Siste steg er å knytte de klassifiserte lineamentene mot landskapsformer i et forsøk på å forstå hvorvidt og hvordan tektonikk kan påvirke landskapsutvikling.

En ny nasjonal lineamentdatabase er under utvikling ved NGU. Den vil inneholde lineamenter (med egenskaper) fra ulike datakilder og målestokker, samt ruteanalyse av roseplott. En første versjon vil forhåpentligvis være klar i løpet av 2022, og vi tror det vil bli et nyttig grunnlagsverktøy i planleggingen av nye tunnelprosjekt.

SUMMARY

Lineament maps are frequently used to identify weakness zones, but does it work? Are we mapping correctly, and are we mapping in the same way? How are lineaments interpreted? How many of the lineaments are actual weakness zones, and are there weakness zones that are not expressed as a lineament? These are only a few of the questions that needs to be answered before we know what to do with a lineament map.

A lineament is an elongated shape that can be present in many types of data. Topolineaments exist in elevation models, whereas photolineaments can be seen in aerial photographs. These lineaments can have different signals, whereof the most common is negative/valley. Topolineament valleys are usually mapped manually without any established mapping protocol. The operator, data source and mapping scale impacts on the results such that the lineaments are subjective and difficult to test (Scheiber m.fl. 2015).

We are developing a new algorithm to automatically map lineaments in all types of data. This provides a dataset that is reproducible and homogeneous, and where the lineaments can be attributed with values that describe their morphologies and neighbourhood. This is the first step towards what we consider a useful lineament map, which is characterized by the following factors:

1. Reproducible; that the results can be recreated with the given parameters.
2. Homogeneous; that there are no methodological or operator-related differences between different areas.
3. Quantitative; that the lineaments are attributed with values describing their shape and neighbourhood.
4. Classified; that the lineaments are associated with a underlying process.

The next step is to classify lineaments based on their shapes and neighbourhood characteristics, and thereafter associate these to unique geological processes. This requires that topolineament valleys produced by different underlying processes have unique morphological expressions. Preliminary analyses show that some processes are easier to separate from each other than others (e.g. foliation/layering is often different from brittle deformation and dikes, which on the other hand have many similarities). The last step is to connect the classified lineaments with landscape to understand if and how tectonics may influence landscape development.

A new national lineament database is being developed at the NGU. It will comprise attributed lineaments from different data sources and scales, as well as grid-based rose plot analyses. A first version will hopefully be available during 2022, and we believe it will be useful tool in the planning of new tunnelling projects.

INNLEDNING

Lineamenter har fanget interessen til geologer og naturgeografer helt siden Hobbs (1903) brukte begrepet om «noen signifikante linjer på jordens overflate». Disse linjene var avlange formelementer som rygger, kystlinje og dreneringsløp, og han observerte at de kunne være organisert i bestemte mønster og ha samme retning som strukturer i berggrunnen. Med andre ord forsto Hobbs at lineamenter ikke bare er tilfeldige striper i landskapet, men at de kan gi verdifull geologisk informasjon.

Dette er også grunnen til at lineamenter kartlegges i dag. Lineamentkartlegging blir ofte anvendt i forbindelse med planlegging av nye tunneler, i håp om å kunne avdekke mulige svakhetssoner som krysser tunneltraseen. Svakhetssone er et samlebegrep som beskriver en smal, avlang sone hvor berggrunnen har vesentlig lavere mekanisk styrke enn omkringliggende berggrunn. Begrepet er ikke koblet til en unik geologisk prosess, men kan skyldes sprø deformasjon (forkastningssone/sprekkekorridor), dypforvitring langs eldre sprekkesystem eller bare endring av bergartstype (gang/skiferlag etc.). Svakhetssoner er ofte utfordrende å kartlegge nettopp fordi de er svakere enn omkringliggende berggrunn og derfor lettere eroderbare og i dag oftest er skjult i dalsøkk under løsmasser. De kan indikeres ved hjelp av geofysiske målinger eller påvises ved borekjerner (Rønning, 2002), men disse metodene er kostbare å gjennomføre i stort omfang.

Fordi svakhetssoner ofte utgjør avlange dalsøkk kan man i teorien bruke lineamentkartlegging som en billig fjernanalysemetode for å avdekke dem. Men hvordan skal kartleggingen utføres? På hvilke datasett? Og hva er sannsynligheten for at et lineament er en svakhetssone, og at en svakhetssone utrykkes som et lineament? I dag gjennomføres lineamentkartlegging manuelt og blir utført av nær sagt hvem som helst uten en standardisert fremgangsmåte. Dette gjør resultatene subjektive og vanskelig å reprodusere (Scheiber m.fl., 2015). Skal man kartlegge større områder blir arbeidet også tidkrevende.

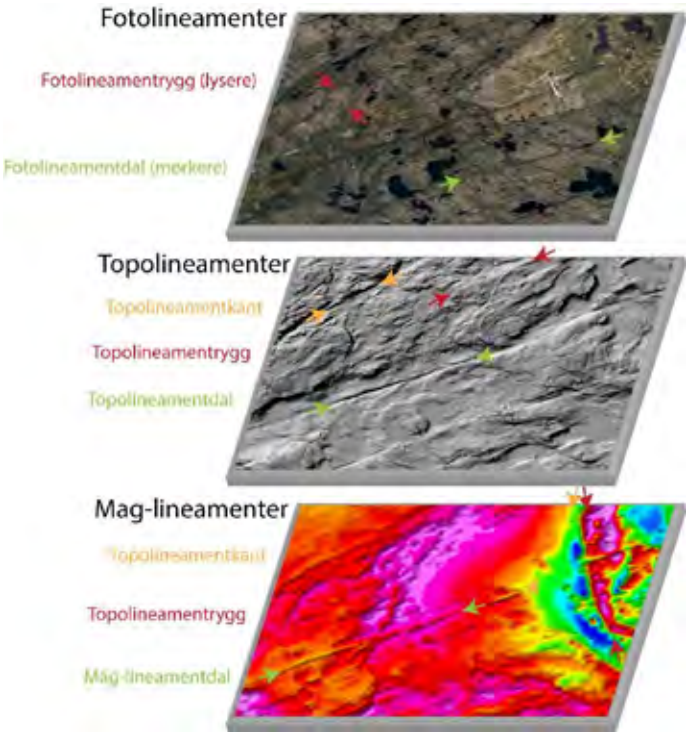
I dette bidraget vil vi sette søkelys på hva som kjennetegner et nyttig lineamentkart. På veien dit vil vi beskrive hva et lineament er og hvordan de bør kartlegges. Dette inkluderer blant annet beskrivelse av en egenutviklet lineamentkartleggingsalgoritme. Til slutt vil vi også se på hvilke forsknings- og utviklingssteg som gjenstår for å kunne nyttiggjør lineamentkart, spesielt for prognose av svakhetssoner. Bidraget er et resultat av flere pågående interne prosjekter ved NGU som f.eks. BITE – Berggrunnsinfrastruktur i Telemark, FINE – Forkastninger i Norge, samt det NFR-støttede GEObyIT-prosjektet i samarbeid med Norsar (leder), UiO og Oslo kommune.

HVA ER ET LINEAMENT?

I nåtidens geologiske dagligtale har begrepet lineament blitt synonymt med trange dalsøkk i landskapet, og i mange tilfeller ensbetydende med svakhetssone eller forkastning. Begge er forenklinger som i beste fall leder til forvirring og i verste fall til feiltolkninger og dårlige beslutninger.

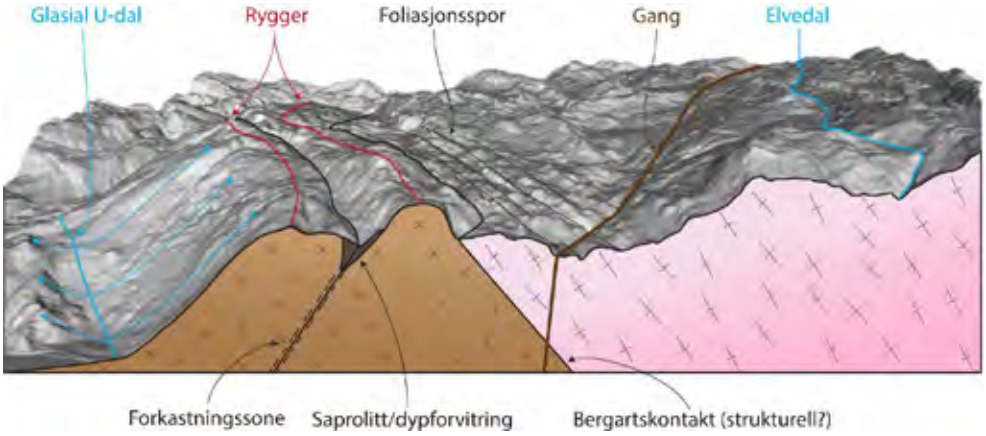
Et lineament er kun et avlangt formelement. Det kan forekomme i mange typer datakilder, ikke bare i topografiske. Lineamenter finnes også i fotometriske data (f.eks. multispektrale satelittbilder) og i flymagnetisk kart, og det er derfor nyttig å omtale disse som topolineamenter, fotolineamenter osv. (Fig. 1). Lineamentene kan opptre med tre ulike signaler; 1) negativ/dal, hvor sidene har høyere verdier enn midten, 2) positiv/rygg, hvor midten har høyere verdier enn sidene og 3) nøytral/kant, hvor verdiene endrer seg raskt fra høyere verdier på den ene siden til lavere verdier på den andre (Fig. 1).

Avhengig av datakilde og signal så kan lineamenter derfor knyttes til en rekke ulike geologiske prosesser, eller menneskeskapte og biologisk-relaterte landskapsformer. For eksempel vil kontakten mellom to bergartstyper med ulike magnetiske egenskaper uttrykkes som en mag-lineamentkant, en stripe med plantet grantre kan vises som en fotolineamentrygg, mens både en liten bekk og en stor U-dal er topolineamentdaler (Fig. 1). Sistnevnte synliggjør også et annet viktig moment; at lineamenter finnes i alle målestokker.



Figur 1: Eksempler på lineamenter i ulike datakilder og med forskjellig signal.

Hvis vi konsentrer oss om topolineamentdaler, som er den typen lineament som oftest blir forsøkt kartlagt og anvendt; hvilke underliggende prosesser representerer de egentlig? Grovt sett kan disse grupperes som berggrunnsrelaterte og erosjonsrelaterte topolineamentdaler. Berggrunnsrelaterte daler er selvfølgelig også uttrykt som følge av erosjon, men her er erosjonen styrt av strukturene i berggrunnen. Dette kan være forkastninger, sprekkekorridorer, vekslende sedimentære eller magmatiske lag, foliasjon, bergartskontakter eller ganger (Fig. 2). Den andre kategorien inkluderer lineamenter som ikke er styrt av berggrunnsstrukturer, slik som elveerosjon i tykke løsmasser eller massiv granitt, og store glasialt eroderte U-daler (Fig. 2). Fordi det er flere ulike prosesser som kan danne topolineamentdaler kan ikke slike lineamenter kobles direkte til en bestemt prosess eller prosessgruppe. Per i dag blir det kun en grov antakelse å tolke topolineamentdaler som svakhetssoner uten mer informasjon. Å overkomme dette hinderet krever at vi er i stand til å differensiere mellom ulike typer topolineamentdaler, og knytte disse til unike prosesser. En mulig fremgangsmåte er å kvantifisere lineamentenes form og nabolag i håp om å avdekke forskjeller mellom ulike typer lineamenter.



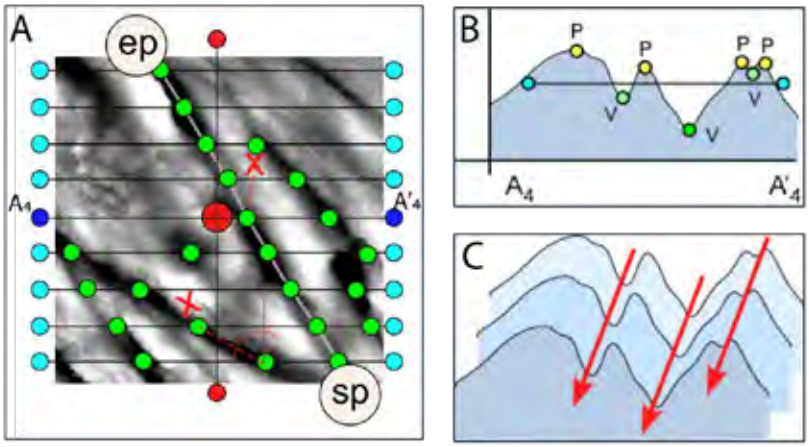
Figur 2: Konseptuelt tverrsnitt som viser mulige prosesser for dannelse av topolineamentdaler. Legg merke til at ikke alle er relatert til strukturer i berggrunnen og de som har det kan forventes å ha svært forskjellige mekaniske egenskaper.

HVORDAN KARTLEGGE LINEAMENTER? AUTOMATISK!

Det finnes per i dag ingen utbredt standardisert fremgangsmåte for lineamentkartlegging. Vanligvis innebærer kartleggingen at operatøren studerer flyfoto (fotolineament) eller fjellskygge av en digital høydemodell (topolineament) og tegner inn rette linjer på passende målestokker i forhold til studieområdet. Scheiber m.fl. (2015) viser at en slik fremgangsmåte påvirker resultatet sterkt på flere måter. Spesielt trekker de frem operatørens erfaring/ekspertise, lysretningen på fjellskyggen og kartleggingsmålestokk som viktige faktorer. De fleste bruker en standard fjellskygge kalkulert med lyskilde fra nordvest. Dette gjør at lineamenter i nordøst-sørvest-retning blir svært overrepresentert sammenlignet med lineamenter orientert parallelt med lysretningen. For å kompensere for dette må man bruke flere fjellskygger med ulik lysretning, noe som gir økt arbeidsmengde og usikkerhet rundt hvordan resultatene skal kombineres. Den største påvirkningen kommer likevel fra operatøren. Avhengig av hvem som kartlegger (deres faglige bakgrunn, erfaring etc.) så vil resultatene variere. Til og med hvor opplagt operatøren er mens kartleggingen foregår vil kunne påvirke resultatene. Til sammen gjør dette at kartleggingen blir subjektiv, lite reproduserbar og svært heterogen. I tillegg blir det fort tidskrevende å kartlegge lineamenter i detalj og over større områder.

Automatisk kartlegging av lineamenter har potensialet til å forbedre reproduserbarheten, homogeniteten og tidsbruken til lineamentkartlegging, og samtidig gi muligheten for å tilegne lineamentene kvantitative data om morfologi og nabolag. Det finnes utallige typer fremgangsmåter og algoritmer for automatisk lineamentkartlegging. Felles for alle (så langt vi kjenner) er at de baserer seg på en form for filtrering av raster-datasettet (for å isolere pikslene som representerer en forsenkning) og deretter vektorisering mellom disse pikslene. Problemet med denne fremgangsmåten er at filtreringen ikke tar hensyn til hvorvidt de aktuelle pikslene danner et lineament eller ikke, kun om de representerer en forsenkning/forhøyning/kant relativt til sitt nabolag. En annen mulig utfordring er at vektoriseringen lager en orienteringsfeil ettersom linjene mellom hver piksel kun kan være rette, 45° eller 90°. Denne fremgangsmåten gir heller ikke anledning til å kvantifisere lineamentenes morfologiske egenskaper.

Vi utvikler en ny programvarepakke for lineamentkartlegging og -analysering kalt «Otto». Selve kartleggingsalgoritmen (OttoDetect) består av tre steg: 1) oppdeling av studieområdet i parallelle profillinjer med gitte mellomrom, 2) identifisering av minimum- og maksimumpunkter langs profilene og 3) sammenknytning av punktene fra naboprofiler ved hjelp av en kostnadsfunksjonsanalyse (Fig. 3). Sistnevnte sørger for at en topolineamentdal ikke borrer seg gjennom en rygg for å komme til neste punkt, men benytter andre nærliggende dalpunkter eller avslutter lineamentet. Dette gjentas så med profilene rotert med gitte vinkler for å fange opp lineamenter i alle retninger. Denne fremgangsmåten unngår problemene med andre automatiske lineamentalgoritmer, beskrevet ovenfor. Samtidig gjør den det mulig å kvantifisere lineamentenes morfologiske egenskaper. Disse kan grupperes i tre kategorier; 1) Lineamenttverrsnitt, slik som dybde/høyde, bredde og form, 2) Lineamentspor, slik som lengde, grad av retthet og bratthet, og 3) Lineamentnabolag, som ruhet, strukturorientering og løsmasse/bergartstype. Denne typen informasjon kan akkumuleres uavhengig av datakilde og er kritisk for å kunne analysere og klassifisere lineamentene.



Figur 3: Prinsippskisse av fremgangsmåten i OttoDetect. A) Kartplan med profillinjer (blå endepunkt), minimumspunkter (grønn), startpunkt (sp), endepunkt (ep) og kartleggingsretning (røde punkt). B) Minimum- og maksimumspunkt langs et profil. C) Punktene kobles sammen basert på en kostnadsfunksjonsanalyse.

Det er selvfølgelig også utfordringer knyttet til denne fremgangsmåten, hvorav den viktigste er de parameterne som styrer algoritmen mot ønsket mål. Avhengig av hvilke terskelverdier man velger så vil resultatet kunne variere. På den andre siden vil det være mulig å forstå utfallet og reprodusere resultatene så lenge parameterne er inkludert som metadata. Vi jobber også med å forbedre utfordringer knyttet til lineamentduplisering og korte segmentlengder, som resulterer i dårligere ytelse og lite sammenhengende lineamenter.

LINEAMENTKLASSIFISERING

Et reproduserbart og homogent lineamentkart hvor lineamentene inneholder morfologiske egenskaper er et godt utgangspunkt for videre analyser og klassifisering (Fig. 4). Lineamenter kan klassifiseres på mange ulike måter. Vi forsøker å klassifisere etter tre steg; 1) basert på lineamentenes morfologiske egenskaper, 2) knyttet til underliggende prosess og 3) knyttet til

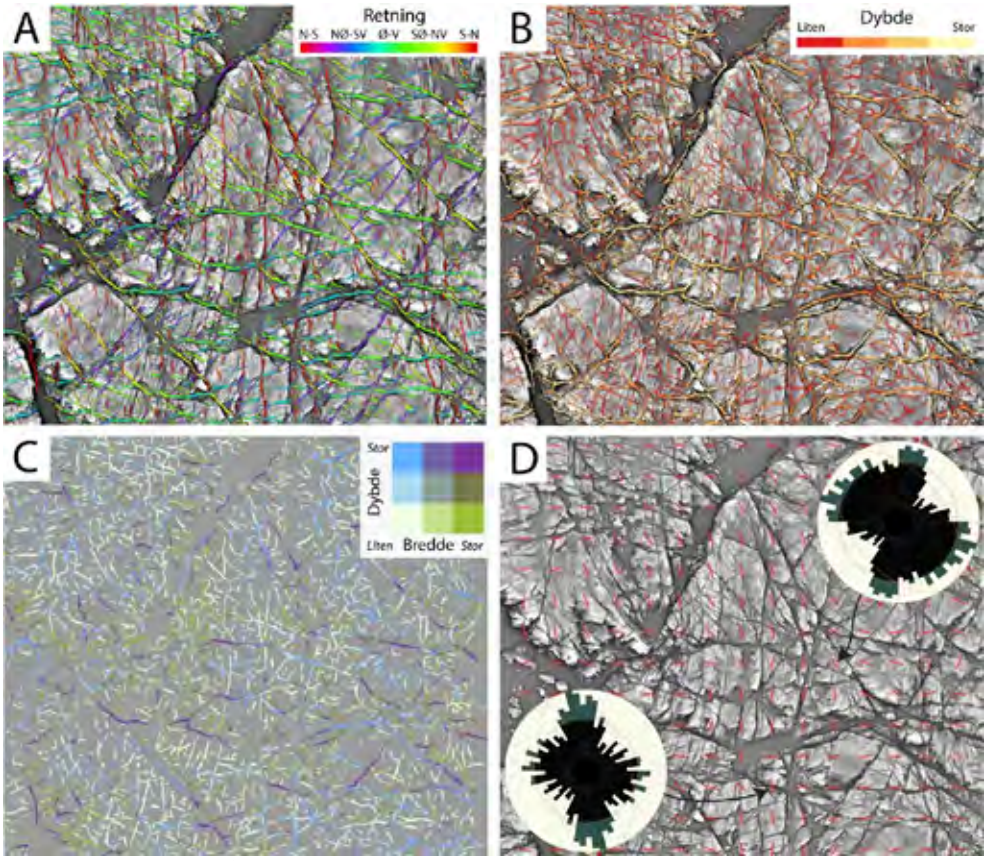
ulike strukturelle landskapsklasser. Disse stegene representerer økende grad av kompleksitet, men også økende nytte med tanke på bruk av lineamentkart til for eksempel å avdekke svakhetssoner eller for å forstå hvordan tektonikk påvirker landskapsutvikling.

I det første steget, som vi jobber med nå, undersøkes egenskapene i første omgang for å forstå lineamentenes typiske størrelser og samvariasjoner. I Figur 4 vises noen eksempler på egenskaper som orientering (Fig. 4A) og dybde (Fig. 4B). Innenfor begrensete områder kan man ofte se systematiske variasjoner mellom lengde-bredde- og bredde-dybde-forholdene (se Fig 4C for eksempel). I dette eksempelet har topolineamentdalene et gjennomsnittlig bredde-dybde-forhold på ca. 0,15. De mer langstrakte SØ–NV til NØ–SV topolineamentene i Figur 4 er gjennomsnittlig smalere-dypere, mens de N–S topolineamentdalene er bredere-grunnere. Dette samsvarer også med at de sistnevnte er parallelle med foliasjon og lagdeling, og derfor sannsynligvis av annen opprinnelse enn de førstnevnte. Andre viktige egenskaper som vi jobber med å kvantifisere er form i tverrsnitt (konkav, rett, konveks) og retthet langs lineamentsporet (rett, svakt kurvet, sterkt kurvet, irregulær osv.).

Basert på disse analysene forsøker vi å gruppere lineamentene etter morfologi. Ikke uventet viser foreløpige statistiske analyser at egenskapsverdiene dekker kontinuerlige spenn, selv innenfor svært begrensete områder. Mangel av diskré grupper gjør at lineamentklassene i varierende grad må overlappe hverandre. Dette fører til at noen lineamenter vil havne i konkrete topolineamentklasser, mens andre vil samsvare med flere klasser.

Det er ikke rett frem å kvantifisere topolineamentdaler, spesielt ikke på større skala. Det er to hovedfaktorer som vil kreve mer forskning; 1) hvordan lineamentegenskapene skalerer over ulike målestokker, og 2) hvordan lineamentegenskapene varier som funksjon av områdets geologiske historie. Den første faktoren er viktig for å forstå relasjonen mellom lineamenter på ulike målestokker. Er for eksempel bredde-dybde-forholdet uavhengig av målestokk, eller har større lineamenter annen form enn små? Dette er betydningsfullt også for å kunne avgjøre hvilken målestokk som er mest hensiktsmessig å kartlegge på for ulike anvendelser.

Den andre faktoren omhandler hvordan topolineamentene vises i landskapet. Dette er blant annet avhengig av grad av glasial erosjon gjennom siste istid, grad av overdekking av kvartære løsmasser, bergartstype, grad av dypforvitring og bevaring av dypforvitringstopografien. Er for eksempel identiske forkastningssoner uttrykt som samme type topolineament (kvantitativt sett) i gneiser på de glasialt skurte lavlandsfjellene i Sør-Norge, i omdannede sandsteiner delvis dekket av løsmasser i Oppland, i gneiser i fjordlandskaper på Vestlandet og i grønnsteiner i flate Trøndelag? Svaret er sannsynligvis nei, som viser at dersom vi skal knytte topolineamentklasser til unike prosesser over hele landet så må vi også ta hensyn til områdets landskapstype. Det kan for eksempel gjøres ved å ta hensyn til løsmassetykkelse og hvordan den gradvis maskerer større og større lineamenter med økende tykkelse.



Figur 4: Eksempler på lineamentklassifisering og analyse. A) Topolineamentdaler symbolisert etter lineamentenes orientering. B) Topolineamentdaler symbolisert etter lineamentenes dybde. C) Symbolisering av topolineamentene basert på variablene «dybde» og «bredde» (bivariat plott). Legg merke til at de mer N-S-rettete topolineamentdalene er konsekvent smalere og grunnere enn de som går VNV-ØSØ. D) Eksempel på roseanalyse hvor røde streker representerer senterpunkt hvor alle lineamenter innenfor radius på 1km er analysert i roseplott. Strekene er rotert etter gjennomsnittlig dominerende lineamenttrend. Rosediagrammene viser at det kan være flere signifikante lineamenttrender i hvert analyseområde. Bakgrunnskart i A, B og C er vertikalderivert av 10m digital høydemodell.

Den neste klassifiseringssteget er å knytte de ulike topolineamentklassene til unike prosesser. Dette krever 1) at ulike prosesser skaper topolineamenter med unike egenskaper, og 2) at vi har tilgang til å fastslå alle lineamentenes opphav. Enkelte prosesser skaper svært ulike topolineamenter. Topolineamenter forårsaket av foliasjon/lagdeling/båndingen er oftest grunne, brede og forekommer i et sterkt parallelt og regulært mønster, mens topolineamenter av forkastninger/sprekkekorridorer oftere er dype, smale og forekommer med større avstand og noe avvikende orientering. På den andre siden, topolineamenter fra ganger har svært like egenskaper som forkastninger/sprekkekorridorer, så hvordan kan man skille dem? For å gjøre det trengs direkte observasjoner, men, som nevnt i innledningen, er slike topolineamentdaler ofte dekket av løsmasser og umulig å observere direkte. Ganger kan til en viss grad identifiseres fra berggrunnskart, men langt fra alle er kartlagt. Dette illustrer kun et konkret eksempel på utfordringene med å knytte sammen lineament med underliggende prosess.

Det siste steget er å knytte tektoniske topolineamenter (de forårsaket av sprø deformasjon) mot landskapstyper, spesielt for å forstå hvordan sprø deformasjon kan påvirke og kan ha påvirket landskapsutvikling i Norge. Dette vil representere en slags fortsettelse av landskapsklassifisering til Etzelmüller m.fl. (2007), som delte inn landet i 25 klasser basert på topografiske faktorer. Spesielt ønsker vi å undersøke hvorvidt endringene mellom de ulike landskapsklassene er relatert til tektonikk (for eksempel fra glasialt skuret lavlandsfjell til alpint landskap). I et slikt perspektiv er det naturlig å ikke bare se på plasseringen av enkeltlineamenter, men å forstå de dominerende lineamentorienteringene for ulike områder og hvordan disse endrer seg mellom områdene.

Lineament roseanalyse

OttoAnalysis er et program som muliggjør en statistisk nabolagsanalyse av lineamentorientering, som kan vises i form av roseplot (Fig. 4D). Fra et rutenett av punkter analyseres alle lineamenter innenfor en gitt radius av hvert punkt. Signifikante topper blir identifisert som unike sett og tilegnet statistiske egenskaper som beskriver toppenes styrke og bredde. Også den samlete dominerende orienteringen av lineamenter innenfor søkeområdet blir kalkulert. Alle disse statistiske egenskapene oppsummeres i egne tekstfiler, roseplot og vektorfiler som kan symboliseres i kart, noe som gir en svært god oversikt over dominerende lineamentorienteringer.

Dersom man har et filtrert datasett med kun berggrunnsrelaterte topolineamenter så kan denne typen lineamentroseplot også brukes til å forutsi sprekkeretninger på samme måte som fra feltmålinger. Innledende undersøkelser viser at det er god korrelasjon mellom roseplot fra topolineamenter (fra 10m DEM) og feltobservasjoner.

NASJONAL LINEAMENTDATABASE

Samtidig med utviklingen av lineamentklassifisering jobber vi også med å sammenstille lineamentkart og lineamentanalyser for hele landet slik at denne informasjonen kan bli lett tilgjengelig for alle. Lineamentdatabasen blir designet for å kunne inneholde alle typer lineamenter – fra ulike kilder og med forskjellig signal. I første rekke jobbes det med to datakilder; 10m høydemodell og 50m kombinert høyde- og dybdemodell. I fremtiden kan lineamenter i flymagnetisk kart og mer detaljerte høydemodeller bli inkludert.

Det finnes noen utfordringer med slike store datasett. Den nasjonale 10m høydemodellen er sydd sammen av en rekke datasett hvorav noen er avledet fra moderne høyoppløselige LiDAR-målinger (nedskalert til 10m oppløsning), mens andre er produsert fra gamle høydekonturerplot. Dette medfører en iboende heterogenitet i kvaliteten på datakilden. Det er også et problem med en del datasett som er dårlig sydd sammen. Disse sømmene sees da som kunstige lineamenter i lineamentkartet. På den andre enden av kartleggingsløypen er det også utfordringer med å sy sammen lineamentkartene fra ulike kartfliser. Fordi hele landet ikke kan kjøres i en omgang, må lineamentene fra forskjellige kartfliser sys sammen. Ettersom lineamentene ikke nødvendigvis havner nøyaktig på samme rutenettkoordinat på to nabokartfliser så er det utfordrende å sørge for a disse lineamentene representeres som sammenhengende linjer.

Det er ikke klart når en nasjonal lineamentdatabase vil kunne være tilgjengelig, men vi tar sikte på å lansere en første versjon i løpet av 2022.

KONKLUSJON OG VEIEN VIDERE

Så, hva skal vi med lineamentkart? Lineamentkart kan definitivt gi viktig geologisk informasjon om berggrunnsstrukturer som ellers er skjult i dalsøkk under løsmasser. Men, det er to store skjær i sjøen; 1) kartleggingmetodikk og 2) prosesstilknytning.

1) Dagens kartlegging av lineamenter følger ingen etablerte fremgangsmåter og er derfor subjektiv og vanskelig å etterprøve. For å forbedre dette har vi utviklet en ny algoritme for automatisk lineamentkartlegging (OttoDetect). Resultatene fra en slik kartlegging er reproduserbare og homogene, og fremgangsmåten gir mulighet til å tilegne lineamentene egenskaper som beskriver deres form og nabolag. Det gjenstår fortsatt arbeid for å sørge for at algoritmen fanger opp alle reelle lineamenter på en tilfredsstillende måte (f.eks. ingen duplisering og riktig utholdenhet).

2) Topolineamentdaler blir ofte omtalt som svakhetssoner. Det er en grov antakelse som bør unngås. Topolineamentdaler kan også være dannet av f.eks. bergartsgrenser, ganger eller elveerosjon som ikke følger noen berggrunnsstrukturer. Man kan gjerne tolke lineamenter som svakhetssoner, men hva bygger en slik tolkning egentlig på? Det mangler forskning og solide statistiske analyser av denne relasjonen. Vi ønsker å se nærmere på den statistiske korrelasjonen mellom ulike typer lineamenter og ulike typer svakhetssoner. En mulig fremgangsmåte er å sammenstille mekanisk og/eller geologisk data innsamlet fra stuff under tunnelbygging og sammenligne dette med lineamentkartlegging.

Vi har som målsetning å bygge en nasjonal lineamentdatabase som blir fritt tilgjengelig for alle. Databasen er under utvikling, og vi håper på å lansere en første versjon i 2022.

KILDER

Etzelmüller, B., Romstad, B., Fjellanger, J. (2007) «Automatic regional classification of topography in Norway», Norwegian Journal of Geology 87, 167-180.

Hobbs, W. H. (1903) «Lineaments of the Atlantic border regions», Geological Society of America Bulletin 15, 483-506.

Rønning, J.S. (2002) «"Miljø- og samfunnstjenlige tunneler". Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser», NGU-rapport 2003.077.

Scheiber, T., Fredin, O., Viola, G., Jarna, A., Gasser, D., Lapinska-Viola, R. (2015) «Manual extraction of bedrock lineaments from high-resolution LiDAR data: methodological bias and human perception», GFF 137 (4), 367-372.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

BRUK AV FORSKYVNGSMÅLINGER TIL OVERVÅKNING AV STABILITET AV BRUFUNDAMENT

The use of displacement monitoring for assessment of bridge foundation stability

Ragna Torås Halseth, ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med bygginga av Trysfjordbrua har det vært installert borehullsinklinometer i fundamentområdene for å overvåke stabiliteten av bergfundamentene nærmest fjorden. Det er benyttet SAAV borehullsinklinometer, som måler vinkelendringer i målekabelen ved forskyvninger i bergmassen. Forskyvninger måles kontinuerlig, og ved forskyvninger over gitte alarmgrenser sendes det automatisk ut varsel. Alarmgrenser er satt ut fra nøyaktigheten til måleutstyret, samt antatt størrelse på skjærbevegelse langs et sprekkeplan før en vil få en permanent reduksjon av skjærstyrke. Bygging av brua ble påbegynt oktober 2019. I løpet av byggeperioden er det registrert kun beskjedne bevegelser i bergmassen i fundamentområdene. Observerte forskyvninger antas å skyldes ytre påvirkninger, som slag/støt nær måleren i overflata og temperatursvingninger. Forskyvninger som skyldes økt last fra brua, er mer usikker. Det er ikke observert forskyvninger som indikerer skjærbevegelse langs sprekkeplan i dypet. På denne måten er monitorering med borehullsinklinometer en god dokumentasjon på at situasjonen er stabil.

SUMMARY

In connection with the construction of the Trysfjord Bridge, borehole inclinometers have been installed for monitoring the slope stability of the rock foundations closest to the fjord. SAAV borehole inclinometers are used, which measures changes in angles along the measuring cable. Displacement is continuously measured, and a warning is sent out if displacement exceed the selected limit. The warning limit is set based on the measuring accuracy, and the expected shear displacement along a fracture plane before the shear strength is permanently reduced. Building began in October 2019. During the construction period small displacements have been registered in the rock mass. The observed displacements are assumed to be caused by external sources, such as knock/thud at the surface near the inclinometer and variations in air temperature. It is uncertain if some of the observed displacements are due to the external load from the bridge. It is not observed any displacements that indicate shear movement in the rock mass beneath the foundations. The borehole inclinometer is in this case a good documentation for a stable situation.

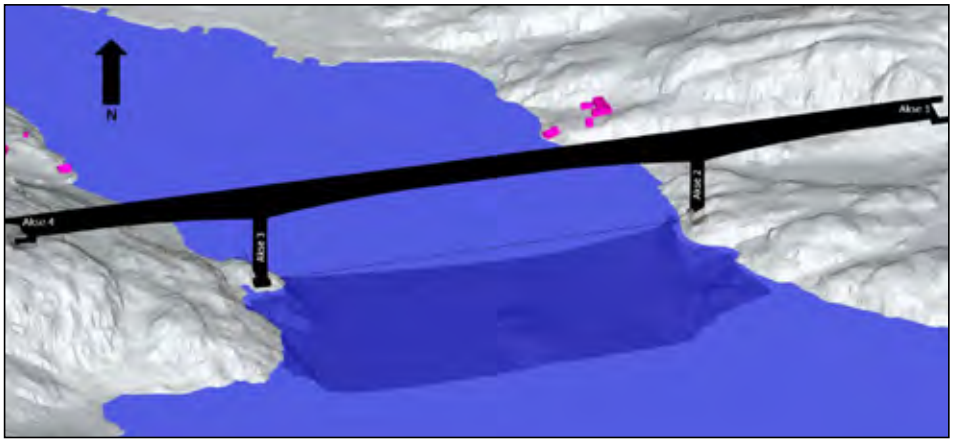
KORT OPPSUMMERING AV PROSJEKTET - TRYSFJORDBRUA

I forbindelse med utbygginga av den nye motorvegen E39 Kristiansand vest – Mandal øst bygges det ei bru over Trysfjorden. Dette er ei fritt-frembyggbru med total lengde 534 m (figur 1). Fundamentene nærmest fjorden, akse 2 på østsida og akse 3 på vestsida, etableres som massive betongfundamenter støpt direkte på berg (figur 2). Foran fundamentene i akse 2 og 3 stuper berget bratt ned i Trysfjorden, ned til 20-30 meters dyp.

På grunn av store laster fra fundamentene ble det i prosjekteringsfasen gjort en inngående vurdering av skråningsstabiliteten for bergfundamentene nærmest fjorden. Basert på innsamlede sprekkedata og stabilitetsanalyser ble plan utglidning vurdert som den styrende bruddmekanismen, med kritisk fallvinkel på >35°. Vurderingene hadde likevel usikkerheter,

blant annet på grunn av begrenset tilgang på informasjon om bergmassen og dens oppsprekking under sjønivå.

Det ble etter utsprengning av fundamentområdene ikke registrert sprekkeplan med fall ut mot sjøen på over 35°, og på bakgrunn av dette ikke ansett som nødvendig å installere sikringstiltak for totalstabiliteten *(Norconsult AS, 2019).* På grunn av usikkerheten knyttet til både grunnforhold og konsekvens ved eventuelle bevegelser, ble det igangsatt et overvåkningsprogram for å ha kontroll på at situasjonen er stabil.



Figur 1: Oversikt bergfundamenter fra ingeniørgeologisk fagmodell. Sjøbunnstopografien kan skimtes under vannoverflata.

Figur 2: Oversiktsbilder som viser omtrentlig fotavtrykk til fundamenter i akse 3 og akse 2.

ANBEFALT OVERVÅKNINGSPROGRAM

For å ha kontroll på at situasjonen er stabil og dokumentere at det ikke skjer uventede bevegelser på ugunstige sprekkeplan i dypet, ble det i prosjekteringsfasen gitt anbefalinger om monitorering av bergfundamentene i akse 2 og 3. Det ble anbefalt tre tiltak, hvorav to ble anbefalt utført i byggefasen og ett etter byggefasen:

1. Etablering av borehull i hver akse for installasjon av måleutstyr for overvåkning av bevegelser. Det ble valgt å benytte borehullsinklinometer, som registrerer vinkelendringer langs borehullet. Målere ble installert i akse 2 og 3 i oktober 2019.
2. Etablere fastpunkter på bergoverflata (nord, øst, sør og vest for fundamentene) som måles inn jevnlig. Fastmerkene er satt opp og det er etablert en rutine for

kontrollmålinger. Nøyaktighet på innmålingene er opplyst av AF å være på 2-3 mm. Innmålinger for akse 2 startet i slutten av oktober 2019, innmålinger for akse 3 startet i slutten av november 2019.

3. Det er også anbefalt at det gjennomføres en undersøkelse med akustisk sonar med fokus på bergskråningene under vann etter ferdigstillelse av grunnarbeider, når brua står ferdig (før åpning), og ca. 1 år etter at trafikk er satt på brua. En slik undersøkelse vil kunne påvise en eventuell pågående bruddutvikling under vann, men er først og fremst sammen med tiltak 1 og 2 en god dokumentasjon på at en har en stabil situasjon.

I denne artikkelen vil det første tiltaket, bruken av borehullsinklinometere, bli presentert og diskutert.

TEKNISK LØSNING

Borehullsinklinometer

For å fange opp eventuelle bevegelser i bergmassen i fundamentområdene ble det valgt en løsning med borhullsinklinometer av typen SAAV (ShapeAccelArray). SAAV er en sammenhengende kabel bestående av 500 mm lange målesegmenter. Segmentene er leddet sammen og inneholder sensorer som måler vinkelendringene mellom hvert segment med høy nøyaktighet. En oppnår dermed en 3D-måling av forskyvning/bevegelse langs målekabelen.

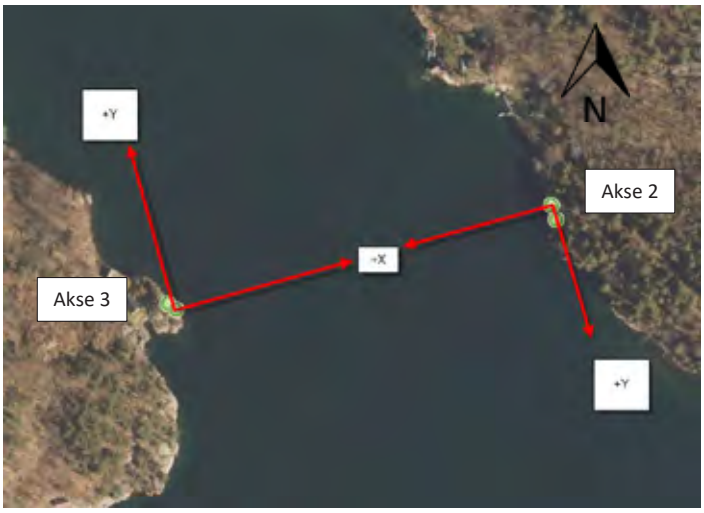
Installasjon av inklinometer

Cautus Geo installerte 2 stk inklinometre 14.-16. oktober 2019. Instrumentene ble installert i borede vertikale hull, ett på hver side av fjorden. På østsiden (akse 2) er utstyret installert i et 25 m dypt hull, mens det er 20 m dypt på vestsiden (akse 3). Hulldybden er vurdert slik at de er dype nok til å gå gjennom partiet i bergmassen man kan forvente å få skjærbevegelse. Sprekkeplan under dette dypet vil ha fot.

Måleutstyret er montert i miljørør fastgyst i borehullene. Inne i røret ble det også fylt på med frostvæske for å hindre frysing i hullet. Ved hvert av hullene ble det også installert tilhørende loggerskap, med direkte overføring av måledata til nettportalen Cautus Web (figur 3).

Figur 3: Plassering av borehull og loggerskap ved vestre fundament, markert med oransje ringer (Cautus Geo AS, 2019).

Segmentene er nummerert med 0 i bunn av hullet. Bunnen fungerer som referansepunkt ettersom det antas at bunnen er stabil og står i ro, mens deformasjoner lenger oppe i borehullet kan ses relativt til bunnpunktet. Ut fra målingene kan man hente ut bevegelse i X-retning (dX), Y-retning (dY) eller forflytningen gitt ved hypotenusen til de to retningene, $H = \sqrt{(dX^2+dY^2)}$. Retningene er vist i figur 4.



Figur 4: Koordinatsystem for monitorering Trysfjordbrua, akse 2 til høyre og akse 3 til venstre.

Registering av måledata
For visning av måledata er Cautus Geo sin nettportal Cautus Web benyttet. Her er det mulig å presentere målingene og overvåke bevegelser i sanntid. I portalen kan brukere sette opp ulike typer alarmer, med varsel på epost/SMS ved overskridelser. Frekvens på logging er satt til 60 min. Dette kan endres ved behov.

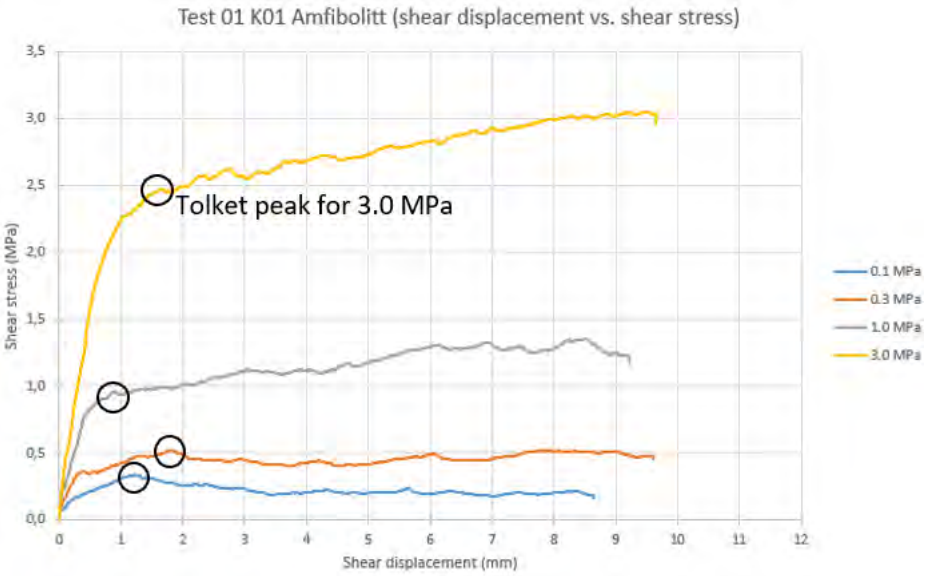
SKJÆRBEVEGELSE LANGS SPREKKER
Monitorering ved bruk av borehullsinklinometere baserer seg på å overvåke bevegelse langs kritiske sprekkeplan i bergmassen under brufundamentene. Det er derfor av interesse å undersøke hvordan en eventuell skjærbevegelse påvirker friksjonsforholdene langs sprekkene.

Det ble i forbindelse med stabilitetsvurderingene gjennomført skjærboksforsøk på utvalgte sprekker fra kjerneprøver for å bestemme sprekkers skjærstyrke under representative normalspenningsforhold *(Norconsult AS, 2019).* Testene ble utført med en påført normalkraft og med en skjærbevegelse langs sprekkenes fallretning. Det ble utført 4 tester per sprekk, hvor normalspenningen ble økt suksessivt for hver test: 0,1 MPa, 0,3 MPa, 1,0 MPa og 3,0 MPa. Det ble totalt utført 9 skjærboksforsøk.

Ut fra resultater fra skjærbokstestinga ble det for hver prøve tolket maksverdier (maksimal skjærstyrke og maksimal friksjonsvinkel). Tolket maksverdi er valgt ut som toppverdien før det kommer et permanent eller midlertidig tap av skjærstyrke. For mange av prøvene oppnås det en relativt stor skjærstyrke tidlig, før den flater ut eller stiger svakt til testen avsluttes. For de laveste normalspenningene ses det gjerne at skjærstyrken flater ut eller synker etter oppnådd maks skjærstyrke. Dette indikerer en nedknusning/avsliping av aspiriteter/ruhet. For

de høyeste normalspenningene er tendensen at skjærstyrken fortsetter å øke svakt, etter oppnådd tolket maks. Trolig skyldes dette at nedknusning ikke er like avgjørende for skjærstyrken ved høyere normalspenninger, men at skjærstyrken da er mer avhengig av bergartens basis friksjonsvinkel.

Med unntak av én prøve, så ble oppnådd maks skjærstyrke tolket ved skjærbevegelse mellom ca. 1-2,5 mm, se eksempel i figur 5. Den ene prøven hvor bevegelsen var større ble maks skjærstyrke oppnådd etter 3-4,4 mm.



Figur 5: Fremgangsmåte for utvelgelse/tolkning av maks skjærstyrke («peak»). For denne testen er maks skjærstyrke antatt oppnådd etter ca. 1-2 mm skjærbevegelse for de fire normalspenningene i testen.

ALARMGRENSER OG VARSLING

Det har vært ønskelig å utnytte utstyrets beste målenøyaktighet ved overvåkninga. Oppgitt målenøyaktighet for en 30 meter lang kabel er ±1,5 mm. Basert på resultatene fra skjærboksforsøkene antas det at maksimal skjærstyrke oppnås etter ca. 1-3 mm bevegelse langs sprekkeplan. Hvorvidt dette er overførbart i stor skala er usikkert, men dette ble brukt som et utgangspunkt for valg av alarmgrenser.

Det ble satt opp to alarmgrenser, da forventet bevegelse trolig ikke vil skje kun i X-planet, men som en kombinasjon av X og Y. Det ble derfor satt en alarmgrense for bevegelse langs hypotenusen $H = \sqrt{(dX^2+dY^2)}$, og samt en alarmgrense for bevegelse i X-retningen (bevegelse i retning sjøen). Ved bevegelse over alarmgrensa sendes det ut et varsel på epost/sms til definerte mottakere. Ved overskridelse settes det i gang en detaljert undersøkelse av hendelsen, med faglig vurdering av måledata og eventuelt oppfølging i felt. I første omgang ble alarmgrensa satt til 1,5 mm, men dette ble etter hvert justert opp til 2 mm.

Det ble i tillegg satt en varselgrense på 0,75 mm (kalt trendalarm), der målingene ble fulgt opp hyppigere for å følge med på utvikling i bevegelsene.

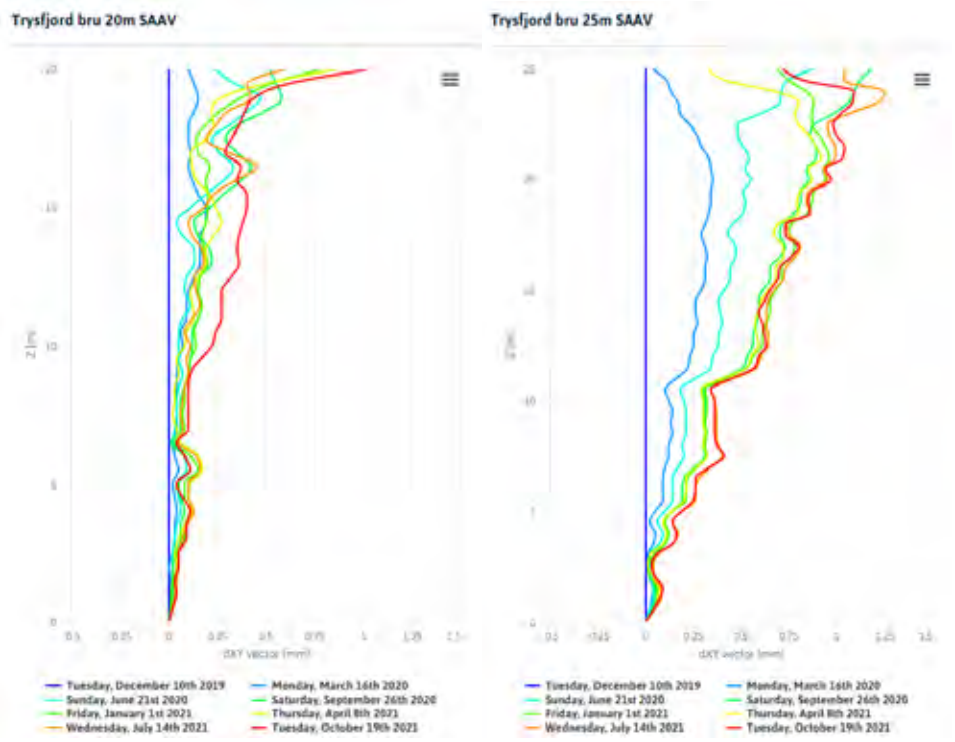
OBSERVERTE BEVEGELSER

I nettportalen er det i hovedsak blitt benyttet to ulike måter å presentere måledata:

- Relativ forskyvning langs målestrengen
- Relativ forskyvning langs tidslinje

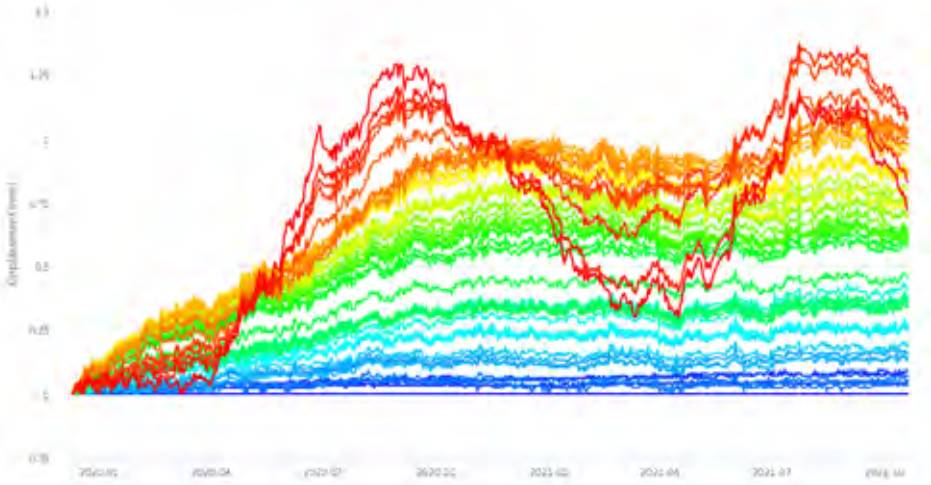
Relativ bevegelse langs målekabelen er vist i figur 6. Bevegelsen er vist som total forskyvning i X- og Y-retning (dXY). Blå linje representerer nullstilling av data i desember 2019, og all relativ forskyvning er målt ut fra målesegmentenes posisjon på dette tidspunktet. Figurene under viser et utvalg tidspunkt for målinger over måleperioden desember 2019 til oktober 2021. Størst bevegelse ses i øvre del av målehullene, for vestre fundament maksimalt 1 mm forskyvning og for østre fundament 1,25 mm forskyvning.

Ved presentasjon av forskyvning opp mot tidsakse kan man til enhver tid se registrert bevegelse i hvert måleledd (figur 7 og figur 8). Hver linje i plottet viser forskyvning i hvert målesegment over en valgt tidsperiode. Det er i figurene under vist forskyvning over hele måleperioden, fra desember 2019 til oktober 2021. Målepunktene er fargekodet i plottet, med blå farge i bunn av hull og rød farge i toppen av hullet.



Figur 6: Relativ forskyvning langs målekabelen. Akse 3 (vestre fundament) til venstre og akse 2 (østre fundament) til høyre.

Figur 7: Relativ forskyvning i akse 3 (vestre fundament). Maks forskyvning 1,04 mm, er i det øverste leddet.



Figur 8: Relativ forskyvning i akse 2 (østre fundament). Øvre deler av hull (røde linjer) har hatt størst bevegelser, og størst svingninger. Maks forskyvning er 1,37 mm, i det tredje øverste leddet.

Ut fra grafene ser en at målingene varierer fra innmåling til innmåling på 0,1 mm-skala. I tillegg ses over lengre tid trender som oppstår på mm-skala. En ser også at det er en jevn fordeling av størst bevegelse i toppen av hullene (røde linjer) og minst bevegelse i bunnen av hullene (blå linjer)

For akse 3 (vest) er største utslag ca. 1 mm. Målingene går regelmessig opp og ned inntil 0,1 mm daglig. De øvre målerne #40 og #41 har hatt størst forskyvning.

Ved akse 2 (øst) er største utslag ca. 1,4 mm. Også her har det vært størst forskyvning i de øvre måleleddene (ledd #45-#51). I disse leddene ses det tydelig at bevegelsene har gått

tilbake, og en trend med at målingene svinger i en syklus. Fra ledd #44 og nedover i dypet har forskyvningen økt jevnt fra desember 2019, fram til at bevegelsen har stabilisert seg fra november 2020 (figur 9).

Figur 9: Relativ forskyvning i østre fundament (akse 2) for ledd #44 (3,5 meters dyp).

DISKUSJON

Ved forskyvninger som gir utslag over gitte grenseverdier blir det automatisk sendt ut varsel. Det er forventet at utslag vil kunne komme av følgende årsaker:

1) Målefeil
2) Utslag som følge av ytre påkjenninger på måleutstyr
3) Setninger (lukking av sprekker) som følge av økende belastning fra brua på bergfundamentet etter hvert som byggingen av denne skrider fram, dvs. forutsatte deformasjoner.
4) Bruddutvikling i bergmassen som utgjør bergfundamentet som følge av overbelastninger fra brua, dvs. ikke forutsatte deformasjoner.

Mottatte varsler som har vært fulgt opp har i hovedsak ikke hatt en tydelig forklaring, og det er antatt at de skyldes ytre påvirkninger. Fundamentområdene er trange, og slag/spark/dunk på eller ved målerne i forbindelse med anleggsarbeidene kan trolig ha gitt utslag i målingene. Slike påvirkninger vil da kunne ses som en bevegelse som starter i det øverste leddet, før den forplanter seg nedover i målekabelen.

I sommermånedene 2020 viste de øvre målerne på begge fundamentene en økende forskyvning, fortsatt innenfor alarmgrensa, men nok til at de ble fulgt opp hyppigere. Forskyvningene nådde et toppunkt i august/september, før de gikk tilbake igjen utover høsten. Ved å sammenligne disse forskyvningene med lufttemperaturen, ses det en klar tendens med at forskyvningene varierer sammen med temperaturen, se figur 10 og figur 11. Den samme trenden kunne registreres sommeren 2021.

Figur 10: Variasjoner i temperatur i måleskap (gul graf) og målte maksimum og minimum forskyvninger (grønn graf) for vestre fundament (akse 3) gjennom siste 2 år.

Figur 11: Variasjoner i temperatur i måleskap (blå graf) og målte maksimum og minimum forskyvninger (rød graf) for østre fundament (akse 2) gjennom siste 2 år.

Sett bort i fra svingninger som skyldes temperatursvingninger, ses det en trend med jevnlig forskyvning på mm-skala. Forskyvning er også jevnt fordelt med mest i topp av kabelstreng, og omtrent ingenting i bunn. Trenden er tydeligst ved det østre fundamentet. Det er usikkert hva disse forskyvningene skyldes, men forskyvningene er beskjedne og fortsatt innenfor usikkerhetsmargingen til måleutstyret. Inklinometrene ble som nevnt installert i oktober 2019, og bygging av tårnfundamentene begynte i oktober/november 2019. På grunn av en prosesseringsfeil i begynnelsen av målerserien, samt en sannsynlig hendelse med fysisk påvirkning i toppen av målerkabelen i akse 2, ble det satt et nytt referansepunkt i desember 2019, slik at første del av byggeperioden ikke er med i målingene. Det er derfor vanskelig å si om påbegynt bygging kunne ha påvirket forskyvningene i begynnelsen.

Det ideelle hadde vært å installere inklinometrene i god tid (minst 2-3 måneder) før bygging av tårnfundamentene, for å luke ut eventuelle målefeil, setninger i kabelen osv. En komplett

måleserie, fra avlasting av bergmassen ved utsprengning til påføring av last ved bygging, kunne gitt et bedre innblikk i bergmassens oppførsel. Blant annet kunne det vært lettere å se om en trend, tilsvarende ovenfornevnte trend ved østre fundament, kunne stemme overens med forventningen om lukking av sprekker i bergmassen, der sprekker nærme overflata som forventes å være mer åpne er mer utsatt for lukking ved påføring av ytre last. For å unngå å skade måleutstyret ble det derimot valgt å vente til etter utsprengning av fundamentflatene, og målingene ble dermed påbegynt omtrent samtidig som bygginga.

Målingenes hensikt har vært å ha kontroll på totalstabiliteten av brufundamentene. I løpet av måleperioden er det ikke sett forskyvninger som indikerer bruddutvikling i bergmassen under fundamentene. Alle observerte bevegelser har startet i topp av målekablene og deretter forplantet seg nedover. Ved bevegelse langs et sprekkeplan i bergmassen ville vi forvente å se at bevegelsen startet i et dypere ledd, før forplantning oppover kabelen. Bergmassen under en slik skjærbevegelse vil da fortsatt være stabil. Forventet størrelse av en kritisk forskyvning er derimot usikker. Alarmgrensa ved Trysfjordbrua er satt til 2 mm, blant annet basert på resultater fra skjærboksforsøk på sprekker. Det er derimot knyttet usikkerhet til i hvilken grad disse resultatene er overførbare i stor skala. Det er i dette tilfellet likevel valgt å begynne med en lav alarmgrense, ut fra et føre-var-prinsipp, og ved behov justere grensa gjennom tett oppfølging og nøye vurderinger.

KONKLUSJON

Måledataene fra borehullsinklinometrene viser trender med bevegelser på mm-skala, men ikke så mye at de har gått over alarmgrensa på 2 mm forskyvning. Det er også sett at målingene er ømfintlige for støt/aktivitet i området rundt utstyret og temperatursvingninger nær overflata. Selv om registreringene ligger innenfor usikkerheten til måleutstyret, indikerer dette at målenøyaktigheten er stor, og at måleutstyret vil fange opp kritiske bevegelser med høy sannsynlighet.

Monitorering med borehullsinklinometer er en god dokumentasjon på at det «ikke skjer noe» og at situasjonen er stabil. Inklinometrene er et supplement til regelmessige innmålinger av fastmerker og enkeltvise innmålinger av sjøbunnstopografien. I tillegg til høy grad av nøyaktighet har inklinometrene fordelen med direkte overføringen av data, med kontinuerlig overvåkning under byggeperioden.

Figur 12: Byggeprosessen av Trysfjordbrua pr. 28. oktober 2021, ca. 2 år etter den ble påbegynt.

REFERANSER

Cautus Geo AS. (2019). *Installasjonsrapport Trysfjord bru.*

Norconsult AS. (2019). *E39 Kristiansand vest- Mandal øst, Ingeniørgeologisk prosjekteringsrapport for Trysfjordbrua.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

FORBEDREDE FORUNDERSØKELSER. OPPSUMMERING AV 20 ÅRS UTVIKLINGSARBEID.

Improved pre-investigations. A summary of 20 years of research and developement.

Jan Steinar Rønning, Senior geofysiker NGU og NTNU

SAMMENDRAG

NGU har, i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet, arbeidet med forbedringer av forundersøkelser for tunneler i mer enn 20 år. Det hele startet med prosjektansvar for forundersøkelser innenfor bransjeprosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler» tidlig på 2000-tallet. I løpet av de siste 12 årene er et større samarbeidsprosjekt kalt «Forbedrede Forundersøkelser Utbygging Tunneler» (ForForUT) gjennomført med økonomisk støtte fra Vegdirektoratet. I tillegg har NGU for egen regning utført utviklingsarbeider, og NGU har også hatt relevant samarbeidsprosjekter med andre utbyggere. Dette prosjektet er nå under avslutning, og alle viktige resultater oppsummeres i en omfattende faglig sluttrapport.

Rapporten beskriver hvordan en ut fra regionale magnetiske data kan indikere forvitringssoner i berg som må/bør undersøkes med andre mer detaljerte metoder. Rapporten beskriver videre muligheter og begrensninger med resistivitetsmålinger, og hvordan disse bør utføres. I de senere årene har det blitt mer og mer vanlig å presentere tolkingen av refraksjonsseismikk som tomografisk inverterte hastighetsprofiler. NGU har sett på hvordan denne type tolking bør utføres for kartlegging og karakterisering av svakhetssoner i berg. Videre er det sett på kvaliteten på tolking av dyp til berg og muligheten til å karakterisere løsmassene. Problemer knyttet til radioaktive bergarter beskrives, og det gis eksempler fra radiometriske undersøkelser ved tunnel til Bjarkøya i Troms og i alunskifer i Oslofeltet. Muligheter ved borehullslogging gis en stor plass i rapporten, spesielt logging med optisk og akustisk televiewer, men også andre metoder. Noe arbeid med grunnvann i berg beskrives. Rapporten avsluttes med to veiledere for hvordan resistivitetsmålinger og seismiske målinger bør utføres.

Mye av arbeidet som er utført er tidligere presentert på Bergmekanikkdager. Ved denne presentasjonen, og i foredraget blir det av plasshensyn kun fokusert på kvaliteten av moderne tolking av seismikk.

SUMMARY

The Geological Survey of Norway (NGU) has worked on improving tunnel pre-investigation for more than 20 years. A method for identifying weathered zones from regional magnetic data has been developed. The capabilities and limitations of the resistivity method have been studied. The best practise for tomographic inversion methods for refraction seismic and the quality of interpretations have been discussed. In addition, bedrock radioactivity and its consequences for tunnelling activity are also considered. The potential of borehole logging to study groundwater in bedrock is examined. All relevant results for tunnelling activities are summarised in a comprehensive report that also includes guidelines for how resistivity and seismic investigations should be performed. In this article, and in the presentation at the conference, only the quality of modern seismic interpretation is presented.

INNLEDNING

Norges geologiske undersøkelse (NGU) har bidratt med geologisk kunnskap til tunnelprosjekter over lengre tid. NGU var også den institusjonen i Norge som først startet med refraksjonsseismiske undersøkelser for karakterisering av bergmassekvalitet i Norge. Her var avdøde kollega Gustav Hillestad pådriveren.

Mot slutten av 1990-tallet førte problemer med utbyggingen av Romeriksporten til store forsinkelser, setningsskader og kostnadssprekk. Bransjen tok da initiativ til å få etablert et forskningsprosjekt som skulle se på ulike sider av prosjektgjennomføringen, *Miljø- og Samfunnstjenlige Tunneler*. I 1999 ble det gjennomført et forprosjekt som definerte hovedprosjektet som ble gjennomført i årene 2000 til 2003.

NGU fikk ansvaret for delprosjekt *A. Forundersøkelser*. Innledningsvis ble det laget en oversikt over hvilke metoder som var tilgjengelig og som kunne gi viktig informasjon forut for et tunnelprosjekt. Det ble sett på bruken av disse, og ut fra dette ble det valgt ut spesielt to områder som hadde et stort informasjonspotensial, men som da ikke ble benyttet ved forundersøkelser; 2D resistivitetsmålinger og borehullslogging med optisk eller akustisk televiewer. Disse to ble da satsingsområder i prosjektets delprosjekt A Forundersøkelser. Tomografisk inversjon av refraksjonsseismikk ble også vurdert, men det ble ikke funnet plass for denne metoden.

Etter at Miljø og Samfunnstjenlige tunneler ble avsluttet, hadde NGU og Vegdirektoratet sporadiske enkeltprosjekter, men i 2009 ble det etablert et oppfølgende prosjekt som ble kalt ForForUT (Forbedrede Forundersøkelser Utbygging Tunneler). Akronymet har en undertone om at en ville avdekke problemer ved utbygging av tunneler i forkant. Prosjektet var opprinnelig planlagt for tre år, men ble forlenget på grunn av en gjensidig holdning til at god kunnskap om grunnforholdene er meget viktig både for sikkerheten under driving og for gode økonomiske anslag. På grunn av budsjettregler internt i vegvesenet, ble prosjektet forlenget med ett år av gangen. Siste år med økonomisk støtte fra Vegdirektoratet var i 2019.

To prinsipper var viktige i etableringen av prosjektet «ForForUT». Oppnådde resultater skulle deles med ansatte i regionkontorene i Statens vegvesen, og erfaringer fra prosjekter med andre samarbeidspartnere utenom Statens vegvesen skulle også inkluderes i samarbeidet (erfaringsoverføring). Det har derfor vært viktig for NGU å presentere resultater ikke bare på vegvesenets geologissamlinger, men også på Bergmekanikkdager og i andre nasjonale og internasjonale konferanser. Resultater fra samarbeidsprosjekter med Vegdirektoratet, Vegvesenets regionskontorer, som de da het, Jernbaneverket (Bane Nor), NVE og andre aktører er nå oppsummert i en større fagrapport (Rønning 2021) Dette for å sikre erfaringsoverføring til fremtidige generasjoner av ingeniørgeologer. I denne oppsummeringsrapporten refereres det til opprinnelige rapporter og publikasjoner.

OVERSIKT OVER ARBEIDSOPPGAVER

Innenfor prosjektet «Forbedrede Forundersøkelser Utbygging Tunneler» (ForForUT) og andre prosjekter med relevans for utbygging i berg, er det arbeidet med en rekke forskjellige oppgaver. Nedenfor er disse sortert etter metode. Mange av temaene er tidligere presentert på Bergmekanikkdager. Der det er naturlig oppgis referanse til originale rapport eller publikasjon.

Magnetiske målinger for kartlegging av berggrunnsgeologi og bergmassekvalitet
- AMAGER-metoden, påvising av mulige forvitringssoner (Olesen et al. 2007)
- Eksempler på AMAGER-tolkinger (Rønning 2021)
- Berggrunnsgeologi ROGFAST (Rønning et al. 2006a)

Presentert på Bergmekanikkdagene i 2010 og 2011.

Resistivitetsmålinger for påvising og karakterisering av svakhetssoner i berg
- Kort metodebeskrivelse
- Modellering av resistivitet på land (Reiser et al. 2009)
- Modellering av resistivitet i marint miljø (Tassis et al. 2013)
- Tolkingsmodell for svakhetssoner i berg (Rønning et al. 2013)
- Eksempler: Profilretning, elektrodeavstand inversjonsprosedyre, forslag karakterisering av svakhetssoner, utfordringer med infrastruktur og sjøvann (Rønning 2021).

Presentert på Bergmekanikkdagene i 2005, 2008, 2010, 2011, 2013, 2015 og 2017.

Refraksjonsseismikk, muligheter og begrensninger
- Kort metodebeskrivelse
- Modellering (Tassis et al. 2017, Tassis et al. 2018)
- Ny modellering (Rønning et al. 2020b)

Presentert delvis på Bergmekanikkdagene i 2017 og 2019.

Kvalitet på seismikk utført ved «Kryssingen av Romsdalsfjorden» (Rønning et al. 2020a)
- Påvising og karakterisering av svakhetssoner
- Dyp til berg og karakterisering av løsmasser
- Refleksjonsseismikk og løsmasser
- Tomografi mellom sjøbunn og borehull

Hittil ikke presentert på Bergmekanikkdag.

Radioaktive bergarter og tunnelarbeid
- Kort metodebeskrivelse
- Potensielle problemer knyttet til radioaktive bergarter (Rønning et al. 2018)
- Uranførende bergart ved Bjarkøya, påvising og oppfølging i tunnel, helikoptermåling (Rønning et al. 2018, Rønning 2021)
- Alunskifer i Oslo, Asker og på Hamar (Elvebakk & Lutro 2008, Elvebakk 2011, Elvebakk 2013)

Hittil ikke presentert på Bergmekanikkdag.

Borehullslogging. Geofysikk, strømningsmåling og vannkvalitet
- Optisk og akustisk televiewer
  - Korte metodebeskrivelser
  - Muligheter og begrensninger
  - Tolking av bergspenning fra ovaliseringslogg (caliperlogg)
- Akustisk logging, kort metodebeskrivelse og eksempel
- Elektrisk logging, kort metodebeskrivelse og eksempel
- Vannkvalitet. Temperatur, ledningsevne, pH, Eh, oksygenmetning og nitrat
- Kombinerte logger, samspillet resistivitet og P-bølgehastighet

Presentert delvis på Bergmekanikkdagen i 2008.

Prøvepumping og vannprøvetaking
- Statiske og dynamiske strømningsmålinger (Rønning 2003)
- Strømningsmåling uten pumping (Rønning et al. 2006b)
- Strømningsmåling med pumping (Rønning 2003)
- Vannprøvetaking i kombinasjon med pumping (Rønning et al. 2017)

Hittil ikke presentert på Bergmekanikkdag.

Kombinerte undersøkelser
- Hanekleivtunnelen E18 (Rønning et al. 2013)
- Knappetunnelen, Ringveg vest i Bergen (Rønning et al. 2016, Rønning et al. 2018)

Presentert på Bergmekanikkdagene i 2008, 2017 og 2019.

Andre undersøkelser
- Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og radioaktivitet i lite oppsprukne norske bergarter (Elvebakk & Larsen 2021)
- Sammenstilling av vanngiverevne i norske bergarter (Gundersen & deBeer 2009)

Presentert delvis på Bergmekanikkdagen i 2011.

Utarbeiding av veiledere
- Kartlegging av svakhetssoner i berg med 2D resistivitet (SVV 2018)
- Seismiske målemetoder. Veiledning (SVV 2021).

Som det går frem av denne oversikten, er de fleste tema presentert på Bergmekanikkdager. Flere tema kunne vært presentert i denne artikkelen, men av plasshensyn er det valgt å se på kvaliteten av seismiske tolkinger ved prosjektet «E39 Kryssing av Romsdalsfjorden». Det henvises til oppsummeringsrapport for detaljer på de ikke presenterte tema (Rønning 2021).

E39 KRYSSING AV ROMSDALSFJORDEN

Statens vegvesen, utbyggingsområde midt, planlegger kryssing av Romsdalsfjorden med tunnel under fjorden. Prosjektet er en del av fergefri E39 fra Kristiansand til Trondheim, og den aktuelle parsellen er kalt Vik – Julbøen. Denne består av bru over Julsundet fra Julbøen på fastlandet til Nautneset på Otrøya, og videre tunnel under Romsdalsfjorden til Vik i Vestnes kommune (se Figur 1). Tunnelen blir ca. 15 km lang og har en maksimal stigning på 5 %. Ved å akseptere en bergoverbygning mindre enn 50 m, kan tunnelen heves og kortes inn med 20 m for hver meter tunnelen heves. For å kunne gjøre dette må en ha meget god kontroll på bergoverflaten. Det er derfor utført mye geofysikk og boringer, kanskje mer enn ved noe annet prosjekt i Norge. Prosjektet har gitt mange erfaringer. NGU har vært geofysisk rådgiver for prosjektet og mener at erfaringene må komme ettertiden til gode.

Figur 1: E39 kryssing av Romsdalsfjorden (Møreaksen) med tunnel under Romsdalsfjorden og hengebru over Julsundet (Illustrasjon: Statens vegvesen).

I dette prosjektet er det utført mye geofysikk, hovedsakelig seismikk i flere runder. Omtale av alt dette vil føre for langt i denne sammenheng, og en nøyer seg med å se på kvaliteten av refraksjonsseismikk og refleksjonsseismikk med hensyn på dyp til berg og påvising/karakterisering av svakhetssoner i berg. Dyp til berg er studert ved å sammenholde refraksjonsseismiske tolkinger med resultater fra boringer der en er relativt sikker på tolkingen av bergoverflate. Ved påvising og karakterisering av svakhetssoner, er retolking utført av NGU sammenholdt med tradisjonelle tolkinger utført av IMPAKT Geofysik.

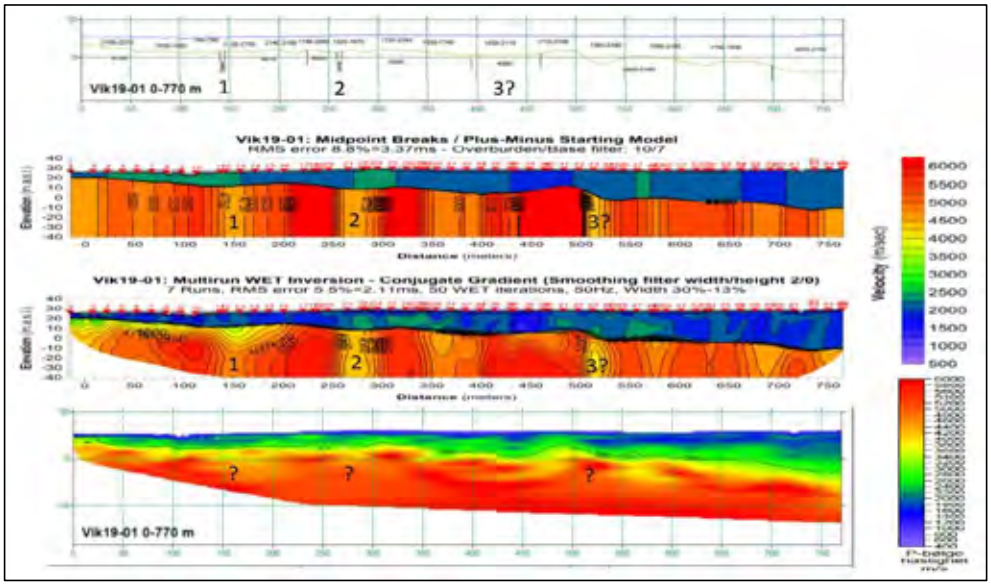
NGU har sammenstilt tolkinger av data fra «Romsdalsprosjektet» (Rønning et al. 2020a). Utvalgte resultater er vist i oppsummeringsrapport (Rønning 2021). I den påfølgende presentasjon av utvalgte resultater angis ikke referanser, men det henvises til disse to rapportene for detaljer.

REFRAKSJONSSEISMIKK, TOLKING AV SVAKHETSSONER I BERG

Ved Vik, på sørsida av Romsdalsfjorden, har bl.a. IMPAKT Geofysik utført refraksjons-seismikk for å bestemme dyp til berg der tunnelen kommer opp i dagen. Data et tolket tradisjonelt og som tomografisk inversjon med programvare fra firmaet Geogiga. For å vurdere andre tolkingsprosedyrer, har NGU tolket de samme data med programmet Rayfract, der det ble benyttet flere prosedyrer. Denne programvaren er beskrevet i tidligere artikler presentert på Bergmekanikkdager (Rønning et al. 2017b og 2019b). For å kunne gjennomføre den tomografiske inversjonen er det nødvendig med en startmodell. Denne kan beregnes på flere metoder, bl.a. Hagedoorns pluss-minus-metode og en metode kalt DeltatV. Førstnevnte er i prinsippet den samme som benyttes ved tradisjonelle refraksjonsseismiske tolkinger, og kan fungere som en selvstendig tolking. Også startmodellen fra DeltatV-metoden kan benyttes som selvstendig modell, men denne er ikke så god som Hagedoorns metode. Tomografisk inversjon med program fra Geogiga benytter en endimensjonal hastighetsmodell med gradvis økende hastighet (Gradientmodell) som startmodell.

Et eksempel på fire forskjellige tolkinger av samme datasett er vist i Figur 2. Øverst presenteres den tradisjonelle tolkingen av profilet utført av IMPAKT Geofysik. Deretter følger NGUs

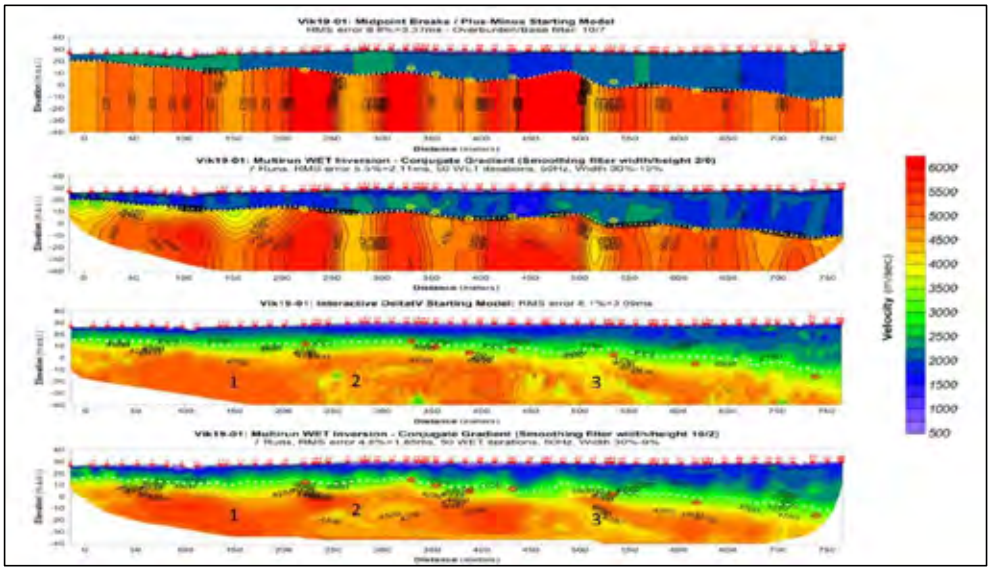
tolking med Hagedoorns metode og tomografisk inversjon med denne som startmodell. Nederst presenteres IMPAKTs tomografiske inversjon med program fra Geogiga.



Figur 2: Forskjellig refraksjonsseismisk tolking av det samme datasettet langs profil Vik19-01. IMPAKTs lagdelte tolking øverst, deretter følger NGUs Rayfract-tolking med Hagedoorns metode (startmodell) og tomografiske inversjon med denne som startmodell og antatt beste prosedyre. Nederst vises IMPAKTs tomografiske inversjon med programmet fra Geogiga.

Den tradisjonelle tolkingen indikerer tre mulige svakhetssoner med hastigheter 3800 m/s, 2400 m/s og 4300 m/s. Bredden av sonene er henholdsvis ca. 5 m, 5 m og ca. 65 m. NGUs automatiske tolkinger med Hagedoorns metode og tomografisk inversjon viser også tre soner, men den tredje sonen er forskjøvet ca. 50 til 100 m mot høyre. Dette viser at det kan være usikkerheter i lokaliseringen av svakhetssoner ved de forskjellige tolkingsmetodene. Ved NGUs tolkinger er bredden på sonene 1 og 2 noe større enn ved de tradisjonelle tolkingene. Dette er en effekt som var gjenganger ved de totalt 9 profilene som ble sammenlignet. Den tomografiske inversjonen med Hagedoorn-tolking som startmodell, indikerer at den første sonen er av mindre alvorlig karakter, da hastigheten mot dypet er relativt høy (4750 – 5000 m/s). Tomografisk inversjon med program fra Geogiga viser ingen klare bilder av de tre mulige svakhetssonene.

Figur 3 viser NGUs tolking med Hagedoorns metode, tomografisk inversjon med denne som startmodell, startmodell beregnet med DeltatV-metoden og nederst tomografisk inversjon med denne som startmodell. DeltatV tolkingen og den tomografiske inversjonen med denne som startmodell viser ingen klare indikasjoner på svakhetssoner, unntatt for sone 3. Denne indikeres som en slakt fallende lavhastighetssone (V_p < 4250 m/s). Det er ikke gjort noen forsøk på å verifisere dette, og en ser frem til hva en fremtidig tunneldriving kan avdekke. Dersom dette fallet er reelt, kan det være årsak til at den tradisjonelle tolkingen ikke viste noen sone på dette stedet. Tolking med Hagedoorns metode vil alltid vise vertikale svakhetssoner, og dersom DeltatV-metoden her viser et reelt bilde, kan den inversjonsmetoden være nyttig for avdekking av svakhetssoner med fall.



Figur 3: Alternative refraksjonsseismiske tolkinger av profil Vik19-01. Øverst: NGUs Rayfract-tolking med Hagedoorns metode (startmodell) og deretter tomografiske inversjon med antatt beste prosedyre. To nederste bilder viser henholdsvis DeltatV startmodell og tomografiske inversjon med denne som startmodell. Dyp til berg fra boringer er angitt med gule og røde sirkler. Hvit stiplet linje angir hastighetskonturen 3000 m/s som kan være indikator for bergoverflaten.

Totalt er det indikert 23 svakhetssoner langs de ni profilene som er sammenlignet. Bestemmelse av hastigheten i de enkelte sonene, karakterisering av bergmassekvalitet, er utført på to måter: Ved å benytte en middelhastighet innenfor sonen og ved å benytte minimumshastigheten innenfor sonen. Tabell 1 viser en oversikt over antall soner som indikeres i forskjellige bergmasseklasser ved de forskjellige tolkingene. Generelt kan en si at NGUs automatiske tolkinger indikerer en noe bedre bergmassekvalitet ved at færre soner plasseres i bergmasse-klasse E, svært dårlig bergmassekvalitet.

I Tabell 2 er total bredde av svakhetssoner og prosentandel av disse fordelt på bergmasseklasse sammenlignet for de forskjellige tolkingsmetodene. Den samme trenden med generelt bedre bergmassekvalitet vises også her, bortsett fra den tomografiske inversjonen der en benytter minimumshastigheten innenfor sonen. Denne viser 555 m med bergmasseklasse E (50 % av sonenes totale bredde) mens tilsvarende tall for tradisjonell tolking er 480 m (37,5 %). De andre tolkingsmetodene viser mindre total bredde i bergmasseklasse E.

Tabell 1: Oversikt over antall svakhetssoner i de forskjellige bergklasser ved de forskjellige refraksjonsseismiske tolkingsmetoder.

Berg-masse-klasse	Hastighet (m/s)	Karakteristikk	Impakt Tradisjonell lagdelt	NGU Hagedoorn Middel	NGU Hagedoorn Minimum	NGU Tomo Middel	NGU Tomo Minimum
C	5000 - 4600	Middels bergmassekvalitet	3	1	1	2	2
D	4600 - 4000	Dårlig bergmassekvalitet	7	18	18	12	11
E	4000 - 3000	Svært dårlig bergmassekvalitet	11	3	3	6	7
F	3000 - 2000	Ekstremt dårlig bergmassekvalitet	1	0	0	0	0
G	< 2000	Eksepsjonelt dårlig bergmassekvalitet	0	0	0	0	0
Utelatt			1	1	1	3	3
Sum			23	23	23	23	23

Tabell 2: Oversikt over svakhetssoners totale bredde og prosentandel i forskjellige bergklasser ved de forskjellige refraksjonsseismiske tolkingsmetoder.

Berg-masse-klasse	Hastighet (m/s)	Karakteristikk	Impakt Tradisjonell lagdelt (m) / Andel (%)	NGU Hagedoorn Middel (m) / Andel (%)	NGU Hagedoorn Minimum (m) / Andel (%)	NGU Tomo Middel (m) / Andel (%)	NGU Tomo Minimum (m) / Andel (%)
C	5000 - 4600	Middels bergmassekvalitet	160 / 12,5	20 / 1,5	20 / 1,5	40 / 3,6	40 / 3,6
D	4600 - 4000	Dårlig bergmassekvalitet	640 / 50,0	865 / 68,0	825 / 65.0	710 / 64,3	510 / 46,2
E	4000 - 3000	Svært dårlig bergmassekvalitet	480 / 37,5	390 / 30,5	430 / 33,5	355 / 32,1	555 / 50,2
F	3000 - 2000	Ekstremt dårlig bergmassekvalitet	5 / 0,1	0 / 0	0 / 0	0 / 0	0 / 0
G	< 2000	Eksepsjonelt dårlig bergmassekvalitet	0 / 0	0 / 0	0 / 0	0 / 0	0 / 0
SUM (m)			1280	1275	1275	1105	1105
SUM (m)	4600 - 2000	Bergklasse D, E og F	1120	1255	1255	1065	1065

REFRAKSJONSSEISMIKK, TOLKING AV DYP TIL BERG

Figurene 1 og 2 viser også tolket dyp til berg for Profil 19-01 ved Vik på sørsida av Romsdalsfjorden. I dette området har Statens vegvesen utført 17 boringer som alle ligger nærmere enn fire meter fra en seismikktolking. Tolket dyp til berg fra boringene anses som relativt sikre da det ble boret opp mot 3 m etter at en fikk indikasjoner på boring i berg. Det er foretatt en sammenligning av tolket dyp til berg fra boringene med tilsvarende data fra forskjellige tolkingsmetoder i Tabellen 3, 4 og 5. Avviket mellom de geofysiske tolkingene og resultatene fra boringene er visualisert med fargekoder (Rødt: avvik > 20 %. Gult: avvik mellom 10 og 20 % Lys grønt avvik mellom 2 og 10 % og Mørk grønt: avvik < 2 %).

Tabell 3: Dyp til berg fra relativt sikre tolkinger av boringer, fra IMPAKTs tradisjonelle lagdelte tolkinger og fra IMPAKTs kombinerte (endelige) tolking.

Profil	Bore-hull	Avstand til boring (m)	Boring Dyp til berg (m)	Impakt Lagdelt 1 Dyp til berg (m)	Impakt Lagdelt 1 /Boring Avvik i %	Impakt Lagdelt 2 Dyp til berg (m)	Impakt Lagdelt 2 /Boring Avvik i %	IMPAKT Kombi Dyp til berg (m)	IMPAKT Kombi / Boring Avvik i %
Vik19-01	415	1,69	15,9	22,6	142	21,9	138	14,36	90
Vik19-01	411	0,13	15,4	28,1	183	20,8	135	15,36	100
Vik19-01	410	1,47	20,0	31,3	157	22,7	114	16,76	84
Vik19-01	409	2,74	24,8	32,4	131	26,0	105	22,47	91
Vik19-01	363	2,53	22,3	25,3	113	24,9	112	25,96	116
Vik19-01	406	3,75	26,0	36,6	141	35,8	138	25,51	98
Vik19-01	405	2,41	33,2	43,1	130	36,0	108	28,00	84
Vik19-01	403	0,71	45,3	55,1	122	49,6	109	41,18	91
Vik19-01	402	0,28	48,8	56,1	115	47,5	97	45,34	93
Vik19-01	70	3,37	30,6	32,2	105	32,3	105	28,49	93
Vik19-02	414	0,41	19,8	25,8	130	25,6	129	21,44	108
Vik19-02	413	1,87	20,0	25,9	129	25,6	128	19,59	98
Vik19-02	412	0,85	25,9	30,7	119	30,7	119	27,81	107
Vik19-02	404	0,66	43,7	41,3	94	41,3	95	37,18	85
Vik19-04	408	1,06	20,4	23,7	116	23,7	116	26,72	131
Vik19-04	407	0,86	20,9	29,5	141	29,3	140	20,97	100
Vik19-04	401	2,47	55,6	62,1	112	51,5	93	44,78	81
MIDDEL		**1,60**			**128**		**116**		**97**
SDEV		**0,6**			**21**		**32**		**13**

I Tabell 1 er tre forskjellige tolkinger av dyp til berg utført av firmaet IMPAKT Geofysik sammenlignet med dyp til berg fra boringene. Ved den første tradisjonelle tolkingen (Impakt Lagdelt 1) ble en mindre detalj i data oversett, og tolket dyp til berg ble til dels overestimert. Da dette ble oppdaget, ble det foretatt en justering av tolkingene (Impakt Lagdelt 2). Resultatet av denne justeringen viser bedre resultat, men fremdeles viser seks punkter et avvik større enn 20 % og fire punkter et avvik mellom 10 og 20 %. IMPAKTs kombinerte tolking bygger på den tradisjonelle tolkingen, resultater fra tomografisk inversjon og resultater fra boringene. Resultatene ble vesentlig bedre, men fremdeles er det 6 punkter der avviket er større enn 10 %, som tradisjonelt er angitt som usikkerheten ved denne type tolking.

NGUs tolkinger av dyp til berg med programvaren Rayfract langs profil Vik19-01 er vist i Figur 2. Her angis dyp til berg fra boring som gule og røde punkter. Rent visuelt synes det å være en god korrelasjon mellom tolkingen med Hagedoorns metode, tomografisk inversjon med denne som startmodell og dyp til berg fra boring. I Tabell 4 er resultatene fra Hagedoorn-tolkingene kvantifisert for alle de tre analyserte profilene ved Vik, og ved tidspunkt for denne tolkingen var ingen dyp fra boringer kjente. Startmodellen, beregnet med Hagedoorns metode, viser ett punkt hvor avviket er større enn 20 % og tre punkter der avvik i dyp til berg ligger mellom 10 og 20 %. I gjennomsnitt ligger tolket dyp til berg med Hagedoorns metode på 102 ± 10 % av dyp til berg fra boring. Tilsvarende tall for tomografisk inversjon med startmodell beregnet med Hagedoorns metode er 98 ± 9 %. Ved den tomografiske inversjonen ligger alle tolkingene av dyp til berg innenfor ± 15 % av dyp til berg fra boring.

Tabell 4: Dyp til berg fra alle boringer og tolkinger langs profilene Vik19-01, Vik19-02 og Vik19-04. Her sammenlignes tolket dyp til berg fra boring med tolket dyp med Hagedoorns pluss-minus-metode og tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre (Multirun Conjugate Gradient) og minste mulig glatting. Dyp til berg er angitt som dyp til hastighetskontur 3000 m/s.

Linje	Bore-hull	Avstand til boring (m)	Dyp til berg, boring (m)	Dyp til berg Hagedoorn (m)	Hagedoorn / Boring (%)	Dyp til berg, beste Tomo (m)	Beste Hagedoorn Tomo / Boring (%)
Vik19-01	415	1,69	15,9	14,4	91	13,7	86
Vik19-01	411	0,13	15,4	18,9	123	16,7	108
Vik19-01	410	1,47	20	21,8	109	20,4	102
Vik19-01	409	2,74	24,8	24,4	98	23,1	93
Vik19-01	363	2,53	22,3	24,2	109	24,2	109
Vik19-01	406	3,75	26	30,8	118	28	108
Vik19-01	405	2,41	33,2	31,5	95	29,7	89
Vik19-01	403	0,71	45,3	40,3	89	38,8	86
Vik19-02	414	0,41	19,8	19,7	99	19,4	98
Vik19-02	413	1,87	20,0	19,0	95	19,0	95
Vik19-02	412	0,85	25,9	24,1	93	24,1	93
Vik19-02	404	0,66	43,7	44,6	102	43,8	100
Vik19-04	408	1,06	20,4	21,1	103	21,3	104
Vik19-04	407	0,86	20,9	23,6	113	23,6	113
Vik19-04	401	2,47	55,6	52,4	94	51,6	93
SNITT		1,6			**102**		**98**
SDEV		1,0			**10,3**		**8,6**

I Tabell 5 er tolket dyp til berg med DeltatV-metoden og tomografisk inversjon hvor denne benyttes som startmodell vist. Denne tolkingsmetoden gir ikke klare overganger fra løsmassehastigheter (V_p < 2500 m/s og klare berghastigheter (V_p> 3500 m/s), men gradvise overganger (se Figur 3). Dette betyr at en må velge en hastighetskontur som indikator for dyp til berg. I dette arbeidet er hastighetskonturen V_p = 3000 m/s benyttet som indikator for dyp til berg. Dette gir hovedsakelig for lave dyp til berg ved DeltatV-tolkingen. Ved tre punkter ligger tolket dyp til berg på fra 70 til 78 % av dypet fra boringene. I tillegg viser 6 punkter et dyp som ligger mellom 80 og 90 % av dyp fra boringer. I gjennomsnitt er tolket dyp til berg med denne metoden 89 ± 11 % av dypet fra boringer. Den tomografiske inversjonen med DeltatV-tolkingen som startmodell viser noe bedre resultater, men fremdeles er tolket dyp til berg i gjennomsnitt

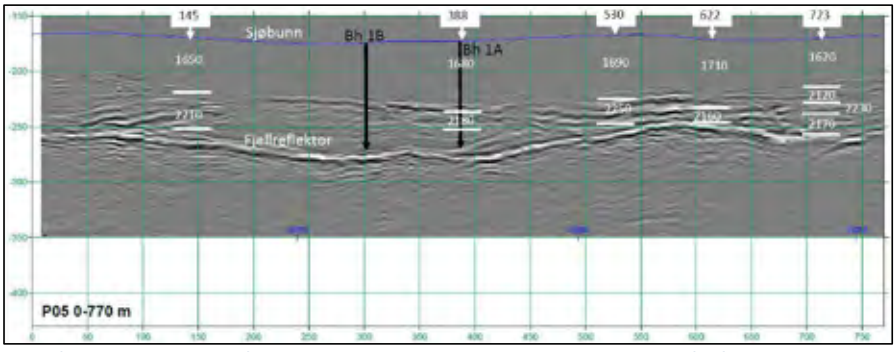
lik 93 ± 10 % av dyp fra boringene. En burde her valgt en høyere hastighetskontur (f.eks. 3200 m/s) som indikator for dyp til berg.

Tabell 5: Dyp til berg fra alle boringer langs profilene Vik19-01, Vik19-02 og Vik19-04 og tolket dyp til berg med DeltatV-metoden (startmodell) og tomografisk inversjon med denne som startmodell og antatt beste prosedyre (Multirun Conjugate Gradient). Ved alle tolkinger er det benyttet minimal glatting av data. Dyp til berg er angitt som dyp til 3000 m/s.

Linje	Borehull	Avstand til boring (m)	Boring Dyp til berg (m)	DeltatV Startmodell (m)	DeltatV Startmodell / Boring (%)	DeltatV Tomo (m)	DeltatV Tomo / Boring (%)
Vik19-01	415	1,69	**15,9**	15,6	98	15,3	96
Vik19-01	411	0,13	**15,4**	16,4	106	13,1	85
Vik19-01	410	1,47	**20,0**	17,6	88	18,3	92
Vik19-01	409	2,74	**24,8**	18,4	74	20,3	82
Vik19-01	363	2,53	**22,3**	19,9	89	22,8	102
Vik19-01	406	3,75	**26,0**	21,3	82	25,0	96
Vik19-01	405	2,41	**33,2**	26,7	80	29,0	87
Vik19-01	403	0,71	**45,3**	39,7	88	39,7	88
Vik19-02	414	0,41	**19,8**	15,9	80	20,9	105
Vik19-02	413	1,87	**20,0**	20,2	101	19,0	95
Vik19-02	412	0,85	**25,9**	26,1	107	28,2	108
Vik19-02	404	0,66	**43,7**	34,1	78	35,9	82
Vik19-04	408	1,06	**20,4**	19,5	96	22,3	109
Vik19-04	407	0,86	**20,9**	19,4	93	19,9	95
Vik19-04	401	2,47	**55,6**	38,8	70	42,3	76
Snitt		1,6			89		93
SDEV		1,0			11		10

REFLEKSJONSSEISMIKK, TOLKING AV DYP TIL BERG

Firmaet IMPAKT Geofysikk utførte refraksjonsseismiske undersøkelser også ute i Romsdalsfjorden. Noen av disse undersøkelsene, spesielt nord for øya Tautra midt i fjorden (se Figur 1), viste klare refleksjoner. Det ble besluttet å foreta en prosessering av disse, og et eksempel på resultat er vist i Figur 4.



Figur 4: Refleksjonsseismisk profil P05 0 – 770 m. Hvite tall viser hastigheter (m/s) fra fem analyser langs denne delen av profilet og hvite streker viser dyp til laggrenser. Sjøbunnen er angitt som blå linje. Hastigheter i intervallet 1620 til 1710 m/s tolkes som marine fjordavsetninger (silt og leire) mens hastigheter større enn 2100 m/s tolkes som hardt pakket morene. Sorte piler angir dyp til berg fra FUGROs boringer (fra Rønning 2021).

Datainnsamlingen med lange kabelutlegg på sjøbunnen var meget gunstig for hastighets-analyser, og en kunne identifisere minst to hastighetslag i løsmassene. Øverst er hastighetene fra ca. 1600 m/s til ca. 1700 m/s, som kan tolkes som finkornige marine avsetninger (silt /leire). Under dette indikeres i dette profilet hastigheter fra ca. 2100 m/s til 2200 m/s, og dette er mest sannsynlig morene. Langs det aktuelle profilet er det foretatt to boringer (Bh 1A og Bh 1B). Refleksen som tolkes som bergoverflaten ligger noe dypere enn dypet til berg de to boringene viser. Det kan derfor se ut som at tolket dyp til berg fra denne refleksjonsseismikken er noe større enn dypet fra boringene. En må imidlertid ikke glemme at det er en viss usikkerhet i tolking av dyp til berg også ved boringene.

Firmaet FUGRO har utført refleksjonsseismiske undersøkelser i tre mindre områder i Romsdalsfjorden. De benyttet en slepet «streamer» som var for kort til å kunne foreta gode hastighetsanalyser slik IMPAKT kunne gjøre ved sine målinger med langt kabelutlegg på sjøbunnen. I stedet for beregnede hastigheter ut fra måledata, ble det benyttet en konstant hastighet på 1600 m/s ved konvertering fra tovegs gangtid til sant dyp. Med det en i etterkant vet om hastigheter i løsmassene (se Figur 4), måtte dette bli feil. Det ble derfor besluttet å be FUGRO reprosessere sin egne data med de hastighetsprofilene som IMPAKT Geofysik hadde kommet frem til ved sine data.

I det aktuelle området har FUGRO også foretatt i alt 11 boringer fra skip. Tolkingen av dyp til berg fra disse kan være noe usikker da det i stor grad ble basert på logg av boretekniske data. I ett tilfelle ble det tatt opp kjerner som ga en meget sikker angivelse av bergoverflaten, og denne boringen ble benyttet til å kalibrere tolkingen av de andre boringene.

En sammenligning av tolket dyp til berg fra FUGROs refleksjonsseismikk med konstant hastighet 1600 m/s og tolkingen der IMPAKTs hastighetsprofil er benyttet, er vist i tabell 6. Konvertering til dyp med konstant hastighet 1600 m/s viser som forventet for små dyp til berg.

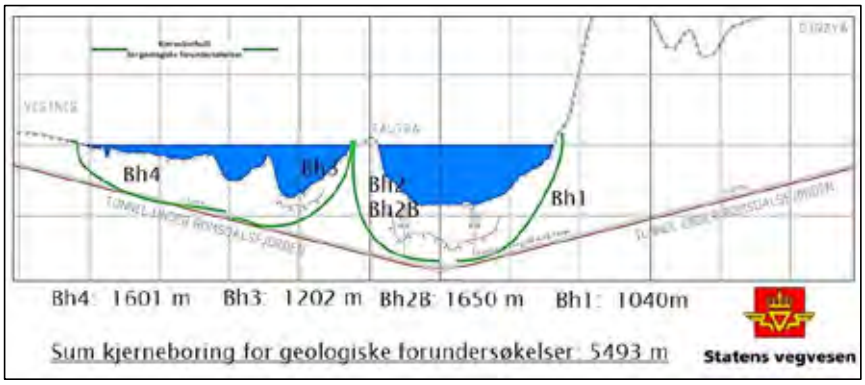
Tabell 6: Dyp til berg fra boring og tolking av FUGROs refleksjonsseismikk. Ved FUGROs tolking er først en konstant løsmassehastighet på 1600 m/s benyttet. Ved den andre tolkingen er gjennomsnittlige hastigheter fra IMPAKTs analyser benyttet (se Rønning 2021). * Uten boring Bh-2b der usikre tolkinger kan gi store utslag.

Borehull	Dyp til berg fra boring (m)	Dyp til berg FUGRO 1600 m/s (m)	Avvik i % FUGROs 1600 m/s	Dyp til berg IMPAKTs hastigheter (m)	Avvik i % IMPAKTs hastigheter
Nord for Tautra					
P-Bh-0c	103,5	93,1	90	109,2	106
C-Bh-0c	103,5	92,7	90	108,7	105
C-Bh-0c-a	103,5	92,3	89	108,1	105
P-Bh-0d	90 - 91	80,4	89	89,3	99
C-Bh-0e	98 - 99	86,8	88	106,0	108
Bh-1a	94,5-95,6	87,9	92	98,6	103
Bh-1B	96	86,5	90	99,3	103
Sør for Tautra					
Bh-2	37 – 39	-	-	-	-
Bh-2b	9 – 9,5	4,6	50	6,0	65
Bh-3b	77,2–77,7	59,3	77	78,5	101
P-Bh-3e	56,5–57,5	-	-	-	-
Gjennomsnitt*			88,1		103,8
SDEV			4,6		2,9

I gjennomsnitt ligger tolket dyp til berg på 88 ± 5% av dyp til berg fra boringer. En har da valgt å se bort fra boring Bh 2b hvor dyp til berg er lite (9- 9,5 m), og hvor usikkerheter i både denne tolkingen og tolkingen av refleksjonsseismikken kan gjøre store utslag. Boringene Bh 2 og P-Bh-3e ligger mer enn 50 m fra nærmeste profillinje og er utelatt på grunn av dette. Ved å benytte hastighets-profilene fra IMPAKT Geofysik, blir gjennomsnittlig dyp til berg på 104 ± 3% av dyp til berg fra boringer. En ser også at de aller fleste tolkingene viser større dyp til berg enn det boringene viser. Denne refleksjonsseismikken viste de sikreste tolkinger av dyp til berg for prosjektet «E39 Kryssing av Romsdalsfjorden».

TOMOGRAFI MELLOM SJØBUNNEN OG BOREHULL

For å øke kunnskapen om bergmassekvalitet ved tunnelarbeidene under Romsdalsfjorden, ble det boret fire lengre kjerneborehull (Figur 5). Borehull 1 (Bh1) ble boret fra Otrøya i nord og styrt ned mot tunnelnivå. Bh 2 ble boret fra øya Tautra midtfjords, men her knakk borestrengen ved det første hullet og det ble boret et nytt kjernehull (Bh2B). Bh 3 ble også boret fra Tautra, men i retning sør. Bh 4 ble boret fra Vik på sørsida av fjorden og nordover. Intensjonen her var å få kontinuerlige kjerner langs hele den undersjøiske delen av den ca. 15 km lange tunnelen. Av ulike årsaker ble ikke lengden av boringene som opprinnelig planlagt, men det ble totalt tatt opp 5493 m med kjerner.



Figur 5: Kjerneborehull ved kryssing av Romsdalsfjorden, borehullenes posisjon og lengde.

Høsten 2017 utførte det norske firmaet Geomap, i samarbeid med svenske Geovista, seismisk tomografi mellom borehullene Bh1 og Bh3 og sjøbunnen. Våren 2018 ble det utført tilsvarende tomografi mellom sjøbunnen og Bh2B. Hensikten med dette var å få en sikrere bestemmelse av bergoverflaten og bergmassekvaliteten i tunnelnivå. Ved disse undersøkelsene ble det også utført tradisjonelle tolkinger av refraksjonsseismikken på sjøbunnen og tillegg tomografisk inversjon av denne (for detaljer se Rønning et al. 2020a eller Rønning 2021).

Tomografien ved borehullene Bh1 og Bh3 ble utført med hydrofonkabel på sjøbunnen og skudd i borehullene. Dårlig bergmassekvalitet førte til at disse borehullene kollapset på grunn av skuddene, og datadekningen ble kritisk lav. For å unngå tilsvarende problemer ved borehull Bh2B, ble det benyttet en hydrofonkabel i borehullet og skudd på sjøbunnen. Dette gav meget god datadekning.

På grunn av de tekniske problemene presenteres ikke tomografien ved borehullene Bh1 og Bh3 i denne artikkelen. Forskjellige tolkinger av data fra borehull Bh2B er vist i Figur 6 øverst. Fargene viser hastigheter fra tomografien mellom borehullet og sjøbunnen. Triangler og åpne firkanter representerer tolket dyp til berg fra tomografisk inversjon av refraksjonsseismikken utført med både skudd og registreringer på sjøbunnen. Her ble programvaren Rayfract benyttet, men med en 1D gradient startmodell, en metodikk som gir gradvise økninger av hastigheten mot dypet. Dette gjør at en må velge en hastighetskontur som indikator for dyp til berg, og her representerer trianglene hastighetskonturen 2800 m/s mens de åpne firkantene representerer hastighetskonturen 3200 m/s. Som Figur 6 viser, gir disse to tolkingene store avvik i tolket dyp til berg som forventet, men det er også store avvik mellom samme tolkingsvarianter ved overlappende profiler spesielt mellom nord-koordinatene 1521200 og 1521300. Her avviker dyp til berg ved overlappende profiler med ca. 15 m, både for hastighetskonturene 2800 m/s og 3200 m/s, noe som er et uakseptabelt avvik.

Ved tomografien mellom borehullet og sjøbunnen er hastighetskonturen 2900 m/s markert med heltrukken sort strek, dette som en mulig indikator for bergoverflaten. Dette sorte streket undulerer i forhold til tolkingene av seismikken på sjøbunnen både for trianglene (2800 m/s) og de åpne firkantene (3200 m/s), og hovedsakelig ligger den sorte linjen grunnere enn både trianglene og de åpne firkantene. Disse tolkingene er bare sporadisk sammenfallende og bare i ett tilfelle (ved nord-koordinat 1520900) ligger denne sorte streken under tolkingene av tomografien på sjøbunnen. Flere steder er avviket i tolket dyp til berg meget stort, og ved slutten av profilet er dette så mye som ca. 50 m. Dette er uholdbart da en her trenger eksakte dyp til berg for å kunne heve tunnelen og derved korte inn på den totale lengden.

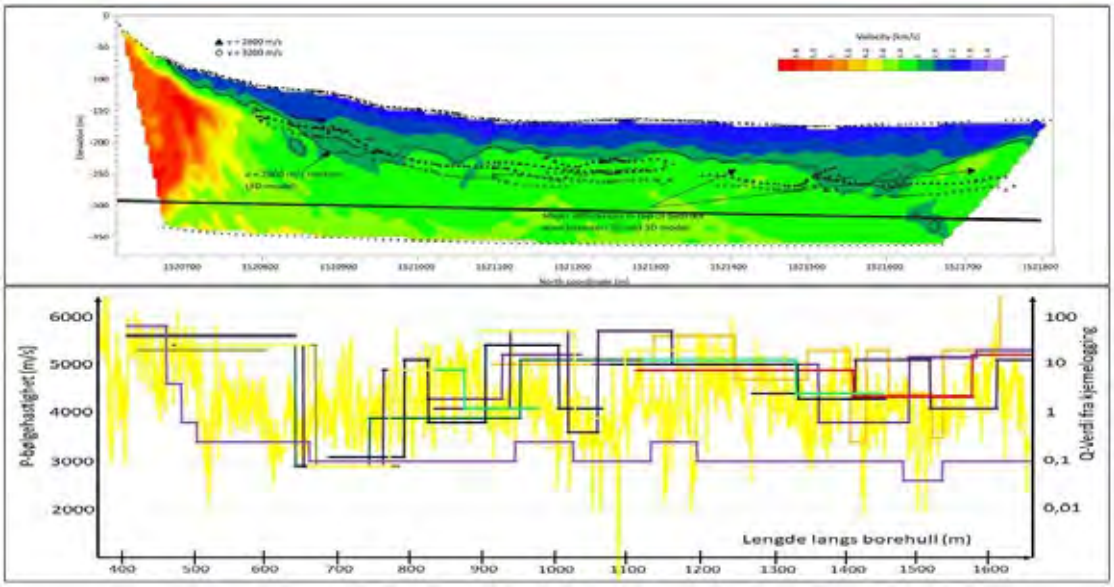
Dersom en stoler på tomografien fra sjøbunnen og hastighetskonturen 3200 m/s som indikator for berg (åpne firkanter), vil hastighetene i løsmassene variere fra ca. 1800 m/s nærmest sjøbunnen til opp mot 3400 m/s like over berg. Dette er klart høyere enn hastigheten fra den tradisjonelle tolkingen av refraksjonsseismikken langs profilet (1800 – 1900 m/s) og høyere enn de hastigheten som ble funnet ved refleksjonsseismikken (se Figur 4). Hastigheter i løsmasser opp mot 3500 m/s er betydelig større enn det en tradisjonelt forventer.

Nederste del av Figur 6 viser en sammenstilling av P-bølgehastigheter i berg fra forskjellige tolkinger langs profilet. Øverst vises resultatet fra tradisjonelle tolkinger av refraksjons-seismikken på sjøbunnen, presentert med forskjellige farger. Stedvis er det opp til fire overlappende utlegg. Nederst med lilla farge er hastigheten fra tomografien mellom sjøbunnen og borehullet i tunnelnivå presentert.

Den sterkt undulerende kurven i gult representerer beregnet hastighet ut fra logget Q-verdi på kjernene fra borehullet. P-bølgehastigheten (km/s) er beregnet ved å benytte formelen

$$Vp = lg\ Q + 4$$

Denne formelen er et gjennomsnitt av tidligere benyttede sammenhenger mellom P-bølgehastigheter og Q-verdi (se Rønning 2020a for detaljer).



Figur 6: Tomografisk inversjon av data fra Bh2B (øverst). Nederst en sammenstilling av p-bølgehastigheter. Gul uregelmessig kurve representerer Vp beregnet ut fra logget Q-verdi fra kjernematerialet, nederste lilla strek er Vp i tunnelnivå ut fra det tomografiske hastighetsprofilet (øverst) mens de andre fargekodede strekene er Vp fra Geomap sine tradisjonelle tolkinger av refraksjonsseismikken på sjøbunnen. Merk at koordinatene langs profilet er noe forskjellig, Nordkoordinat på hastighetsprofilet og lengde langs borehullet i hastighetsprofilet.

P-bølgehastigheten fra tomografien mellom sjøbunnen og borehullet ligger i intervallet 3000 m/s til 3400 m/s i en total lengde på ca. 1100 m. Dette tilsvarer svært dårlig bergmassekvalitet i henhold til tidligere erfaringer (se Tabell 1). Bare i et mindre område mellom nord-koordinatene 15520850 og 1520980 er hastigheten fra den tradisjonelle tolkingen så lav som indikert ved tomografien mellom sjøbunnen og borehullet, men også her er beregnet hastighet fra Q-verdi høyere. Tomografisk inversjon av refraksjonsseismikken, slik den er utført her, gir ikke pålitelige hastigheter i berg. Beregnede P-bølgehastigheter ut fra Q-verdiene på kjernene ligger jevnt over klart høyere enn hastigheten fra tomografien mellom sjøbunnen og borehullet. Det synes klart at sistnevnte er for lave.

KVALITET PÅ SEISMIKK, DISKUSJON OG KONKLUSONER

Som presentert innledningsvis har NGU arbeidet med en rekke metoder og deres evne til å gi verdifull informasjon ved forundersøkelser for tunneler. De aller fleste arbeidene er tidligere presentert på Bergmekanikkdager, men ikke alle. I denne artikkelen ses det nærmere på kvaliteten av refraksjonsseismiske tolkinger både for påvising/karakterisering av svakhetssoner i berg og tolking av dyp til berg og karakterisering av løsmassene. Det er flere arbeider som ikke er presentert på Bergmekanikkdager. Dette må eventuelt komme ved en senere anledning.

Ved tradisjonelle tolkinger av refraksjonsseismikk har en lange tradisjoner for påvising av svakhetssoner i berg, og det er vanlig å karakterisere bergmassekvalitet ut fra P-bølgehastighet i sonene (se Tabell 1). Moderne tolkingsrutiner som tomografisk inversjon av refraksjons-seismikken kan også påvise og karakterisere svakhetssoner i berg, men dette krever spesielle inversjonsprosedyrer. NGUs modelleringer (Tassis et al. 2017 og 2018, Rønning et al. 2020b) tilsier at dette må gjøres med en startmodell som er beregnet med Hagedoorns metode, og det må benyttes spesielle inversjonsrutiner. NGUs erfaring er at inversjon der en starter med såkalt 1D hastighetsmodell (modell der hastigheten øker gradvis mot dypet), sjelden viser gode bilder av svakhetssoner i berg. Sammenligning av forskjellige tolkingsteknikker i «Romsdalsprosjektet» viste at en automatisk tolking med Hagedoorns metode og antatt beste inversjonsprosedyre kan gi gode tolkinger av svakhetssonene, men med noe lavere hastigheter i sonene og noe bredere soner enn det de tradisjonelle tolkingene viser. Modelleringer (Rønning et al. 2020b) viser at ved større løsmassetykkelser (> 40 m) bør tolking av svakhetssoner skje ved tradisjonelle manuelle tolkinger.

En svakhet ved Hagedoorns metode er at svakhetssonene tolkes som vertikale soner med stor utstrekning mot dypet. Tolkingen av reelle data fra Romsdals-prosjektet (sone 1 ved profil Vik 19-01, Figur 1) og modellering (Rønning et al. 2020b), har vist at kunstige effekter av denne typen kan minimaliseres og kanskje tas bort ved den tomografiske inversjonen.

Kvaliteten av tolket dyp til berg kan variere. Usikkerheten ved tradisjonelle tolkinger er antatt å være ± 10 % av dypet når dette er større enn 10 m. Erfaringene fra arbeidet ved prosjektet «E39 Kryssing av Romsdalsfjorden», viste at denne usikkerhet kunne være ± 15 % av det totale dypet, i enkelt tilfeller med utfordrende geologi enda større usikkerhet. Automatisk tolking med Hagedoorns metode viste relativt gode resultater, noe som indikerer at denne prosedyren kan fungere godt både for påvising/karakterisering av svakhetssoner og tolking av dyp til berg. Siden mange inversjonsprosedyrer ender opp med en gradvis økning av hastigheten i løsmassene, vil det være utfordrende å bestemme hastighetene i disse, noe som vanskeliggjør karakterisering av løsmassene.

Det kan diskuteres om en gradvis økning av hastigheten i løsmassene er riktig. I Norge, der isen har erodert bort forvitret berg, vil det være en markert hastighetskontrast mellom løsmasser og berg. Det kan nok likevel være områder der denne erosjonen er mindre, og i tillegg kan løsmassene ha en større konsolideringsgrad mot dypet som kan øke hastigheten gradvis. Mest trolig vil en kanskje ha en kombinasjon av disse modellene, en lagdelt modell med klare kontraster mellom hastigheter i løsmassene og i berg, men med gradvise økninger innenfor lagene. Refleksjonsseismikken i Romsdalsfjorden viste klare lagdelinger i løsmassene med hastigheter på 1600 – 1700 m/s øverst i løsmassene og hastigheter fra 2000 til 2200 m/s i et løsmasselag over berg. Ved den aktuelle modellen i Romsdalsfjorden, blir inversjoner med gradvise overganger i hastighet mot dypet feil.

En annen svakhet med gradvis økning av hastigheten mot dypet er at en må velge en hastighetskontur som indikator for dyp til berg. Ved arbeidene i Romsdalsfjorden ble det gjort forsøk med to forskjellige hastighetskonturer (2800 m/s og 3200 m/s). NGUs modelleringer har vist at hvilken hastighetskontur som best avspeiler bergoverflaten, avhenger av den geofysiske modellen (Rønning et al. 2020b). I dette arbeidet ble effekten av et blindsonelag, et lag som er for tynt til å kunne avdekkes ved refraksjonsseismikk, studert. Dette arbeidet viste at den beste hastighetskonturen for indikasjon av bergoverflaten var ca. 3000 m/s uten blindsonelag, men at denne kunne øke til 3500 m/s ved et tykt blindsonelag. Ved tolkinger som gir gradvise økninger i hastigheten mot dypet er en avhengig av data fra andre kilder for å bestemme hvilken hastighetskontur som best avspeiler bergoverflaten. NGUs inversjon av refraksjonsseismikken med Hagedoorns metode ved Vik på sørsida av Romsdalsfjorden, viste at alle de 15 tolkingene skarpe overganger til berghastigheter som alle lå innenfor ± 15 % av dyp til berg fra boring.

OPPSUMMERING

NGU har i løpet av de siste vel 20 årene arbeidet mye med forbedringer av forundersøkelser for tunnelarbeider, både i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet, vegvesenets regionavdelinger og andre aktører. Det er utviklet prosedyrer for hvordan magnetiske data kan benyttes til påvising av mulige forvitringssoner. Prosedyrer samt muligheter og begrensninger ved resistivitetsmålinger for påvising av svakhetssoner i berg er vurdert, og en tolkingsmodell for karakterisering av svakhetssonene er foreslått og testet. NGU har sett kritisk på tomografisk inversjon av refraksjonsseismikk, og kommet frem til antatt beste prosedyre for påvising og karakterisering av svakhetssoner i berg. Kvaliteten av forskjellige tolkingsprosedyrer for refraksjonsseismikk både for påvising og karakterisering av svakhetssoner i berg, og tolking av tykkelser og karakterisering av løsmasser er vurdert. Som også vist i denne artikkelen, er det avdekt svakheter ved tomografisk inversjon av seismikk mellom sjøbunnen og borehull. Det er også sett på utfordringer som uranførende bergarter kan skape ved tunneldriving.

Muligheter ved geofysisk logging av borehull er vurdert. Av spesielt interesse er bruken av optisk eller akustisk televiewer for sprekkeanalyser. Dette inkluderer også mulighetene for å bestemme største horisontale spenningsfelt ut fra data fra akustisk televiewer. En større forståelse for hvordan resistivitet og seismiske målinger kan påvise og karakterisere svakhetssoner i berg, er opparbeidet gjennom logging med akustisk sonde og logging med resistivitetssonde. NGU har sett på ulike metoder for strømningsmålinger i borehull, og hvordan en kan sikre at det virkelig er grunnvannet som undersøkes og ikke tilfeldig vann som står i en brønn. Også en sonde for logging av vannkvalitet og hvordan denne kan gi informasjon ved tunnelundersøkelser, er testet ut.

På grunnlag av disse arbeidene er det utarbeidet to veiledere, en for påvising og karakterisering av svakhetssoner ved bruk av resistivitet (SVV 2018), og en tilsvarende for innsamling, prosessering, tolking og presentasjon av seismikk (SVV 2021). Alt relevant arbeid for tunnelundersøkelser i regi av NGU er oppsummert i en sluttrapport for prosjektet «Forbedrede Forundersøkelser Utbygging Tunneler» (ForForUT) (Rønning 2021).

TAKK!

Forfatteren vil rette en stor takk til kolleger ved Vegdirektoratet, spesielt Mona Lindstrøm og Alf Kveen, som hadde stor tro på at et samarbeidsprosjekt med NGU virkelig kunne forbedre forundersøkelsene og som sørget for en betydelig finansiering av prosjektet gjennom mange år. Uten denne støtten har det ikke vært mulig å gjennomføre prosjektet. Også andre deler av Statens vegvesen (daværende Region vest og Region midt) takkes for tillatelse til å benytte data de har betalt for. Jeg vil også rette en takk til NGU som også har støttet prosjektene, og som velvillig har gitt meg mulighet til å arbeide med dette, også uten støtte fra Statens vegvesen. Til slutt en stor takk til kolleger ved NGU som i hovedsak har utført det geofysiske arbeidet.

REFERANSER

Elvebakk, H. & Lutro, O. 2008: Geofysisk logging av borehull ved Hamar Flyplass. NGU Rapport 2008.079 (17s.) https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2008/2008_079.pdf

Elvebakk, H. 2011: Geofysisk logging av borehull ved Arnestad skole, Asker. NGU Rapport 2011.016 (19s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2011/2011_016.pdf

Elvebakk. H. 2013: Geofysiske logging av borehull ved Geologisk museum på Tøyen, Oslo. NGU Rapport 2013.040 (63s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2013/2013_040.pdf

Elvebakk, H. & Larsen, B.E. 2021: Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. Oppdatering av NGU Rapport 2011.042. NGU Rapport 2021.015 (103 s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2021/2021_015.pdf

Gundersen, P. & de Beer, H. 2009: Statistikk vanngiverevne i forskjellige bergarter. ForForUT deloppgave 3. NGU Rapport 2009.066 (9 sider, 7 kartbilag). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_066.pdf

Olesen, O., Dehls, J.F., Ebbing, Henriksen, H., Kihle, O. & Lundin, E. 2007: Aeromagnetic mapping of deep-weathered fracture zones in the Oslo Region – a new tool for improved planning of tunnels. Norwegian Journal of Geology 87, pp. 253 - 287. ISSN 029-196X

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G.V. & Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.070 (117 pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_070.pdf

Rønning, J.S. 2003: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser. Statens vegvesen, Publikasjon 102.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Haase, C., Nordgulen, Ø., Olesen, O., Saintot, A. & Solli, A. 2006a: Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project. NGU Report 2006.076 (91 pp.). https://www.ngu.no/FileArchive/235/2006_076.pdf

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Tønnesen, J.F. 2006b: Geofysiske målinger Åknes og Tafjord, Stranda og Nordal kommuner, Møre og Romsdal. NGU Rapport 2006.002 (66s.). https://www.ngu.no/FileArchive/235/2006_002.pdf

Rønning, J.S., Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Reiser, F. 2013: Resistivity mapping as a tool for identification and characterization of weakness zones in bedrock - definition and testing of an interpretational model. Bull. Eng. Geol. Environment Volume 73, Issue 4 (2014), Page 1225-1244.

Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Wåle, M. 2016: Retolkning av geofysiske data og sammenligning med resultater fra tunneldriving, Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. NGU Rapport 2016.048 (48s.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2016/2016_048.pdf

Rønning, J.S., Elvebakk, H., Lutro, O., Dagestad, A. & Jæger, Ø. 2017a: Grunnundersøkelser ved Raudsand, Nesset kommune i Møre og Romsdal. Tolkning av borehullslogging og vann-analyser. NGU Rapport 2017.024 (62 s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2017/2017_024.pdf

Rønning, J.S., Bjørlykke, A., Elvebakk, H., Herfinndal, K.K. & Watson, R.J. 2018: Måling av radioaktivitet ved Kvernsundtunnelen til i Bjarkøya i Troms. NGU Rapport 2018.019 (58 s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2018/2018_019.pdf

Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Wåle, M. 2019a: Reprosessering og ny samtolking av geofysiske data med resultater fra tunneldriving, Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. NGU Rapport 2019.014 (57s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2019/2019_014.pdf

Rønning, J.S., Tassis, G. Kavli, A., Åndahl, T., Olsen F.W.G. & Wisen, R. 2020a: Kvalitet på tolking av seismikk. Eksempler fra E39 Kryssing av Romsdalsfjorden. NGU Rapport 2020.040 (118s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2020/2020_040.pdf

Rønning, J.S., Tassis, G., Wisen, R. & Turesson, B. 2020b: Tomographic inversion of synthetic refraction seismic data. Quality of inversion using various off-end shots, fracture zones depth, fracture zone velocity, soil thickness and hidden layer thickness. NGU Report 2020.044 (53s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2020/2020_044.pdf

Rønning, J.S. 2021: Geofysikk og forundersøkelser for tunneler. Sluttrapport fra prosjektet «Forbedrede Forundersøkelser for Utbygning Tunneler (ForForUT)». NGU Rapport 2021.032.

SVV 2018: Kartlegging av svakhetssoner i berg med resistivitet. Veiledning. Statens vegvesen Rapport Nr. 305 (19 s.).

SVV 2021: Seismiske målemetoder. Veiledning. Statens vegvesen Rapport Nr. 733. (32s.).

Tassis G., Dalsegg, E., Rønning, J.S. & Tsourlos, P. 2013: Detection and characterization of fracture zones in bedrock in marine environment. NGU Report 2013.017. https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2013/2013_017.pdf

Tassis, G., Rønning, J.S. & Rohdewald, S. 2017: Refraction seismic modelling and inversion for the detection of fracture zones in bedrock with the use of Rayfract® software. NGU Report 2017.025 (62pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2017/2017_025.pdf

Tassis, G., Rohdewald, S. & Rønning J.S. 2018: Tomographic Inversion of Synthetic Data Using Various Starting Models in Rayfract® software. NGU Report 2018.015 (45pp.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2018/2018_015.pdf

Artikler presentert på Bergmekanikkdager

Rønning, J.S. 2005: Geoelektriske målinger for kartlegging av kvikkleire og ustabile fjellparti. Geoteknikkdagen 2005. Artikkel 34 (10 s).

Ganerød, G.V. & Rønning, J.S. 2008: Bruk av 2D resistivitet som forundersøkelse for tunnelbygging. Bergmekanikkdagen 2008 (14s.).

Ganerød, G.V., Dalsegg, E., Olesen, O., Rønning, J.S., Saintot, A. & Tønnesen, J.F. 2010: Kartlegging av svakhetssoner i fjell; eksempler fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV) Bergmekanikkdagen 2010. Artikkel 30 (14s.).

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V., deBeer, H., Gundersen, P. & Reiser, F. 2011: Forbedrede forundersøkelser for tunneler -Oppsummering av at samarbeidsprosjekt med Vegdirektoratet. Bergmekanikkdagen 2011. Artikkel 25 (16s.).

Rønning, J.S., Tassis, G. Tsourlos, P, & Dalsegg, E. 2013b: Resistivitet for kartlegging av svakhetssoner i fjell i marine miljø. Muligheter og begrensninger. Bergmekanikkdagen 2013. Artikkel 27 (16 s.).

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Drageset, L., Ganerød, G.V. & Wiig, Hanne Sagen 2015: Resistivitetsmålinger langs jernbanetunnel Holm – Nykirke. Hva kan vi lære? Bergmekanikkdagen 2015. Artikkel 31. (15 s.).

Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T., Wåle, M. & Rohdewald, S. 2017b: Geofysiske metoder og svakhetssoner i fjell. Hva fungerer best? Bergmekanikkdagen 2017. Artikkel 27 (22s.).

Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T., Wåle, M. & Rohdewald, S. 2019b: Hvordan bør refraksjonsseismikken utføres, tolkes og presenteres? Tradisjonell tolking eller tomografisk inversjon. Bergmekanikkdagen 2019. Artikkel 21 (22s.).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

TRYKKTUNNELER OG SPENNINGSMÅLINGER—FORSLAG TIL FORENKLET JEKKETEST FOR ESTIMERING AV MINSTE HOVEDSPENNING

Unlined pressure tunnels and rock stress estimation—a proposal for simplified hydraulic jacking test

Henki Ødegaard, ingeniørgeolog i Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med et nylig avsluttet doktorgradsarbeid om spenningsmålinger for uforede trykktunneler er det utviklet en ny hydraulisk jekketest for måling av bergspenninger. Testen er en trinnvis og flow-kontrollert jekketest, kalt Rask stegratetest (RSRT). Testprotokollen er inspirert av allerede eksisterende testmetoder som benyttes ved petroleumsrelaterte boreoperasjoner, og baserer seg på å detektere endringer i det hydrauliske systemets stivhet under testens lukkefase. Disse endringene i systemstivhet kan benyttes for å tolke ulike steg i den stimulerte sprekkens lukkeprosess, som igjen kan linkes til normalspenningen på sprekken. Testen er utviklet og uttestet i en spesialbygget testrigg ved NTNUs ingeniørgeologiske laboratorium, og ble senere også utprøvd i felt. Resultatene fra både lab og felt viser at den nye testprotokollen er godt egnet til å finne normalspenningen på de stimulerte sprekkene, og at testen slik kan representere en effektiv og kostnadseffektivt måte å estimere bergspenninger på.

SUMMARY

In connection with a recently finalized Ph.D. related to rock stress estimation for unlined pressure tunnel design, has a new hydraulic jacking test protocol been developed, termed Rapid Step-Rate Test (RSRT). The test protocol is inspired by pre-existing hydraulic jacking test methods commonly employed in petroleum related drilling operations and is based on the detection of changes in stiffness in the hydraulic system during the fracture closure phase of the test. Such changes can be linked to distinct stages in fracture closure, which in turn can be linked to the normal stress acting across the stimulated fracture. The test has been developed and tested at NTNU's Engineering Geological, by the use of a custom-made test rig. A field verification of the test protocol has also been conducted. The results from both lab and field show that the new test protocol can be used to assess the normal stress action across the stimulated fracture, and that the test thus represents an efficient and cost-effective way to estimate rock stress.

INNLEDNING

Størrelsen på bergets minste hovedspenning, σ_3, er av avgjørende betydning for å sikre trygg og økonomisk rasjonell plassering av uforede trykktunneler. Siden det kan oppstå hydraulisk brudd i tunnelen dersom tunnelens interne vanntrykk skulle overstige bergets minste hovedspenning må den uforede delen av tunnelen legges der spenningene er tilstrekkelig høye og stålfores der de ikke er høye nok (Broch, 1982).

Estimering av spenninger utført i forbindelse med design av trykktunneler var lenge, av mangel på egnede metoder for måling av spenninger *in-situ*, kun basert på ulike varianter av overdekningsbetraktninger, hvor man regnet på den teoretiske vekten av overliggende berg og

brukte dette får å vurdere hvor stort vanntrykk trykktunnelene kunne motstå. At slike overdekningsbetraktninger i realiteten er høyst usikre og derfor ikke bør benyttes ved endelig plassering av uforede trykktunneler er nå vel etablert, se Merritt (1999), Nordal et al. (2018) og (Ødegaard et al., 2020).

Det som imidlertid har fått for lite oppmerksomhet, etter denne forfatterens vurdering, er det faktum at måten man i dag utformer opplegget for måling av bergspenninger, typisk med spenningsmålinger i adkomsttunnel og ved konus, også indirekte baserer seg på den samme usikre antagelsen om at minste hovedspenning varierer kun som en funksjon av bergoverdekningen. Selv om spenningene ved konus skulle vise seg tilfredsstillende, er det ingen garanti for hva som vil være tilfellet videre oppstrøms. Av den grunn bør måleopplegget heller utformes slik at spenningsmålingene utføres på en mer distribuert måte, prinsipielt med målinger langs hele den uforede delen av trykktunnelen, eksempelvis som foreslått i Ødegaard and Nilsen (2018).

Med distribuerte målinger vil det være behov for et langt større antall enkeltmålinger enn hva som i dag vanligvis utføres, noe som kan være utfordrende for økonomisk marginale vannkraftprosjekt. Av den grunn har det i forbindelse med forfatterens doktorgradsarbeid blitt utviklet en ny og forenklet testmetode for å estimere spenninger i forbindelse med undersøkelser for design av uforede trykktunneler.

Denne testmetoden, kalt Rask stegratetest (RSRT) vil i det følgende presenteres, basert på lab- og feltforsøk utført i forbindelse med doktorgradsarbeidet, som publisert i Ødegaard (2021).

RASK STEGRATE-TEST – UTVIKLING AV EN NY HYDRAULISK JEKKETEST

Laboratorieforsøk

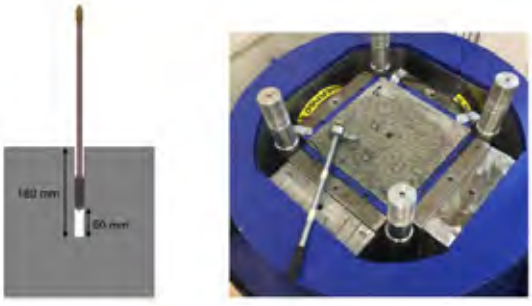
En serie laboratoriekontrollerte hydrauliske jekketester har blitt gjennomført ved NTNUs ingeniørgeologiske laboratorium i Trondheim. Jekkeforsøkene har involvert både hydraulisk-splitting og jekking av 300 mm store kubiske granittblokker, mens disse var innspente i en spesialbygget testrigg. Spenningene ble påført prøvestykkene ved hjelp av hydrauliske sylindre (jekker) plassert slik at de trykket på prøvestykkenes sidekanter i tre ortogonale retninger. På denne måten kunne en ekte treaksial spenningssituasjon settes opp i prøven for å simulere typiske *in-situ* forhold.

Testriggen er vist i Figur 1, og består av følgende hovedkomponenter: (1) en ytre stålramme for å ta opp lasten fra de tre hydrauliske jekkene som sørget for omslutningstrykket; (2) Et overvåkningssystem for måling av vanntrykk, omslutningstrykk, vannstrøm (flow) og akustisk emisjon (AE); (3) en dobbeltvirkende stempelpumpe for høytrykks injeksjon av vann.

Figur 1: Oversikt over testriggen. Til venstre vises alle komponenter samlet, testrigg med kran, mellomplater, bergartskube, håndpumper for omslutningstrykk og en dobbeltvirkende stempelpumpe. Oppe til høyre vises testrammen med prøvestykket montert, merk de hydrauliske jekkene synlig på to av prøvestykkets sider (med gule klistremerker).

Som forberedelse til forsøkene ble det i hvert prøvestykke boret 180 mm dype borhull (Ø=20 mm) inn forbi senter av bergartskuben slik at en 60 mm lang åpen testseksjon kunne isoleres ved bruk av en mekanisk injeksjonspakker, se Figur 2. Deretter kunne den enkelte kube monteres i testrammen og den forhåndsdefinerte spenningen påføres ved hjelp av de hydrauliske jekkene. For alle jekketestene ble følgende spenninger påført kubens sidekanter før testene, ansett som representative for en typisk spenningssituasjon for vannkraftanlegg plassert i berg:

- Største hovedspenning, σ_1: 7 MPa (horisontal)
- Minste hovedspenning, σ_3: 3 MPa (horisontal)
- Mellomste hovedspenning, σ_2: 4 MPa (vertikal)

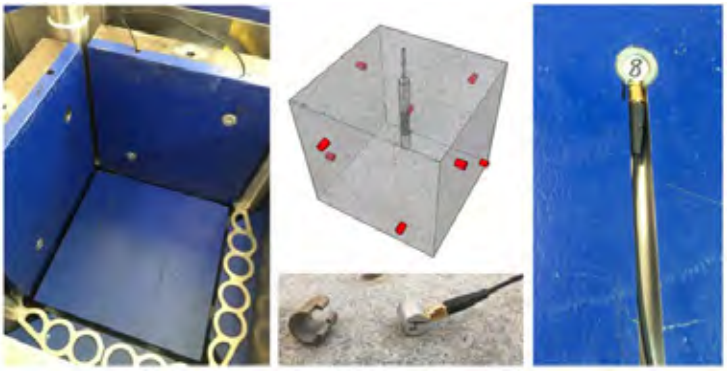


Figur 2: Oversikt over testoppsettet. Til venstre vises skjematisk borehullets og pakkerens plassering i bergartskuben, til høyre vises kuben montert i den treaksiale testrammen like etter et forsøk (topplokket på rammen er løftet av). Figur fra Ødegaard and Nilsen (2021).

Etter innspenning ble pakker montert i borehullet gjennom en åpning i testrammens topplokk. Ved hjelp av en høytrykks injeksjonspumpe ble det så injisert vann i testseksjonen slik at det etter hvert ble skapt en hydraulisk sprekk i prøven. Dette ble gjort for alle prøvestykkene som det senere ble utført hydrauliske jekketester på, og formålet denne innledende hydrauliske

splittingen var primært å skape en plan sprekk som det deretter kunne kjøres kontrollerte hydrauliske jekketester på.

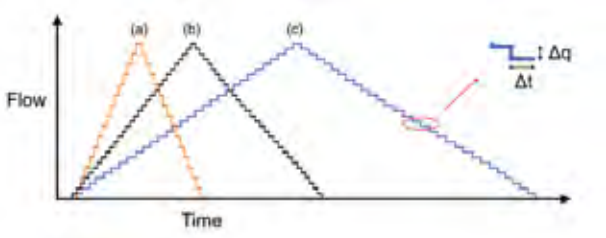
Under alle forsøk ble prøvestykkene instrumentert med AE-sensorer, strategisk lokalisert rundt prøven, som vist i Figur 3. AE-sensorene fanget opp AE-signaler (lydimpulser) som oppstod som følge av bevegelse og kontakt mellom sprekkeflatene under den hydrauliske stimuleringen. AE-systemet gjorde det mulig å 3D-lokalisere det enkelte AE-signals utspring (hyposenteret) slik at man ved å plotte alle hyposentrene i en punktsky kunne visualisere sprekkens form og orientering. Som ventet ut fra spenningskonfigurasjonen utviklet den hydrauliske sprekken seg i et omtrent vertikalt plan, orientert normalt minste hovedspenning. Ved senere jekketester kunne det fra AE-dataene verifiseres at det var den sammen sprekken som ble stimulert ved jekketestene, og at det senere ikke ble dannet nye sprekker.



Figur 3: Oversikt over AE-sensorenes utseende og plassering.

Med kjennskap til sprekkens geometri og de påførte spenningene (retning og størrelse) kunne man regne seg frem til den aktuelle normalspenningen, σ_n. Dette muliggjorde uttesting av mange ulike testprotokoller og varianter av hydrauliske jekketester under kontrollerte forhold, da man hadde «fasit» på hva σ_n skulle være.

Fra den innledende uttestingen skilte spesielt én testprotokoll seg positivt ut, nemlig en type flow-kontrollert jekketest døpt *Rask stegratetest* (RSRT). Dette er en type hydraulisk jekketest hvor flow først økes i en serie trinn (testens åpningsfase), helt opp til det oppstår hydraulisk brudd (jekking eller splitting). Deretter snus testen slik at flow reduseres trinnvis ned til utgangstrykket (testens lukkefase), se Figur 4. Testsyklusen gjentas så noen ganger for å sikre repeterbare resultater.



Figur 4: Ulike hastigheter på opp- og nedtrappingen av testen, avhengig av stedlige forhold.

Under hele testen overvåkes vanntrykket, og tolkning av normalspenning gjøres i testens lukkefase, dvs. under den trinnvise avtrapningen av testen. For å få tolkbare resultater er det viktig at trinnhøyden, Δq, og varigheten av det enkelte trinn, Δt, holdes konstant gjennom hele

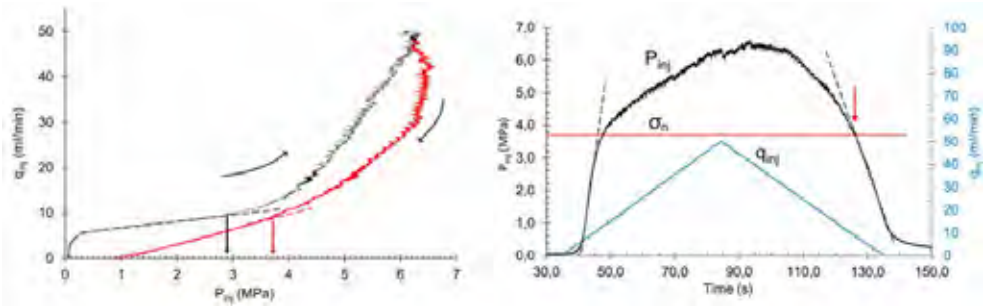
denne fasen av testen. I forsøkene ble Δq og Δt for enkelhets skyld også holdt konstant også under åpningsfasen av testen, men dette er intet krav for tolkningen av normalspenning ved RSRT protokollen.

Tolkning av testene ble gjort ved analyse av tradisjonelle plott av flow og trykk (QP-plott), men også ved fra plott av trykk mot tid, som vil forklares i større i kapitlet om tolkingsmodellen under. Testresultatene er beskrevet i full detalj i Ødegaard and Nilsen (2021) og kun et kort utdrag av disse resultatene, fra test 006-A, vil i det følgende presenteres.

Før testen ble bergartskuben trykksatt til det spenningsnivået som omtalt ovenfor. Normalspenningen på den pre-eksisterende plane sprekken i prøvestykke 006 ble beregnet til 3,7 MPa, noe høyere enn σ_3 siden sprekken ikke var orientert perfekt normalt retningen på minste hovedspenning.

Før testen startet opp ble borehullet fylt med vann og hydrauliske linjer skylt slik at det ikke ville fanges luft i systemet. En mekanisk injeksjonspakker ble så plassert i hullet og strammet opp før den ble koblet til de hydrauliske linjene som gikk til pumpen. Testen ble så startet og kjørt med RSRT protokollen, som vist med blå linje til høyre i Figur 5.

Testresultatene er vist i Figur 5, både som plott av flow mot trykk (QP-plott), og som plott av trykk og flow mot tid.



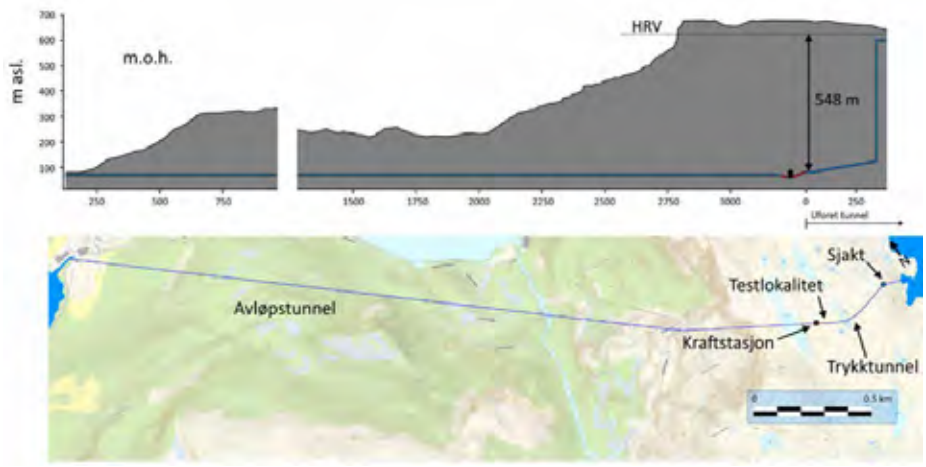
Figur 5: Resultat av test 006-A. Plott av flow (q_{inj}) mot trykk (P_{inj}) til venstre. Til høyre vises de samme dataene plottet som trykk og flow mot tid (rød stiplet linje viser faktisk normalspenning på sprekken).

Som kan ses i QP-plottet til venstre i Figur 5 starter sprekken å åpne seg omtrent ved 2,9 MPa, selv om normalspenningen er 3,7 MPa. Lukketrykket, derimot, tolkes til å være 3,7 MPa, altså likt det faktiske. Det samme kan ses når dataene plottes mot tid, vist til høyre i Figur 5. I dette plottet tolkes sprekkelukking som punktet der trykket i lukkefasen viser en distinkt knekk (vist med rød pil). Hvordan dette punktet kan benyttes til å tolke sprekkens normalspenning omtales nærmere i kapitlet om tolkingsmodellen.

FELTFORSØK VED LØKJELSVATN KRAFTVERK

Oversikt

Etter de oppmuntrende testresultatene fra laborotorieforsøkene ble det besluttet å gjennomføre fullskala hydrauliske jekkeforsøk med den nye RSRT protokollen i felt. Disse forsøkene ble gjennomført over tre dager i januar 2021, i trykktunnelen til Løkjelsvatn Kraftverk i Etne, se Figur 6.

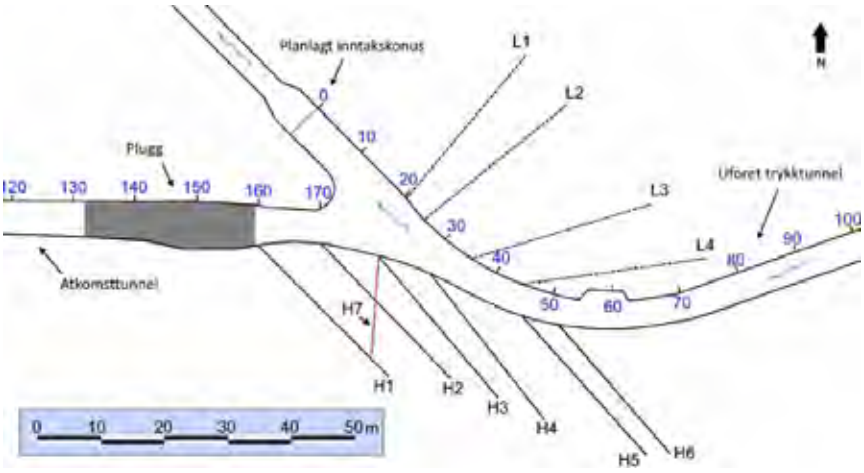


Figur 6: Oversikt over Løkjelsvatn kraftverks vannveg og plasseringen av testlokaliteten.

Kraftverket var på undersøkelsestidspunktet under bygging, og trykktunnelen var akkurat drevet noen titalls meter oppstrøms der inntakskonus var planlagt plassert. I forbindelse med byggherre Sunnhordaland Kraftlag (SKL) sine egne undersøkelser for endelig plassering av inntakskonus hadde det like før våre tester blitt gjennomført spenningsmålinger i form av hydrauliske splitteforsøk (HF) og 3D overboring (OC) ved denne lokaliteten. Dette ble vurdert som ideelt siden vi, ved å gjennomføre tester med RSRT protokollen samme sted, og dels i samme hull som enkelte av HF testene, kunne få etablert et sammenligningsgrunnlag for å vurdere resultatene fra våre forsøk.

Det ble gjennomført totalt 29 testsykluser, fordelt over 7 ulike borhull. Av disse hullene ble det gjennomført vellykkede tester i 5 hull (L1, L3, L4, H1 og H4), mens det ikke var mulig å få tolkbare resultater i hullene, Hull L2 og H2, grunnet ugunstige testbetingelser (hhv. innesperret luftlomme og stor lekkasje mellom to nabohull).

Plasseringen av testhullene er vist i Figur 7, og det kan bemerkes at hull markert med prefikset «L» indikerer borhull etablert i forbindelse med RSRT-forsøkene, mens hullene med prefiks «H» indikerer hullene benyttet i forbindelse med SKL sine egne spenningsmålinger, utført i forkant av RSRT forsøkene.

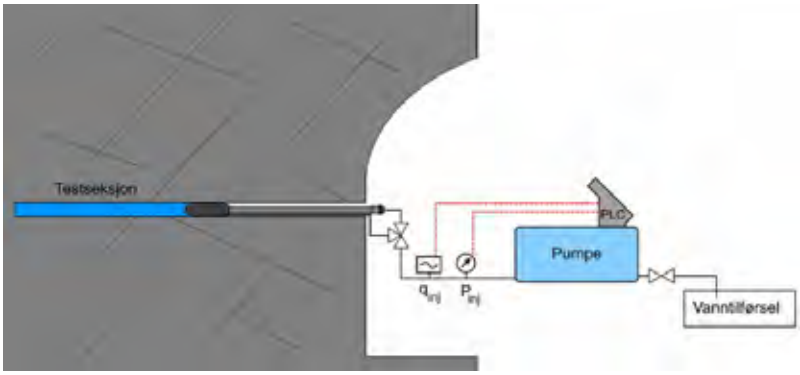


Figur 7: Oversikt over testlokasjonen ved Løkjelsvatn kraftverk.

Testgjennomføring

Injeksjonsteknikk AS ble engasjert i forbindelse med testingen, og de stilte med alt testutstyr i tillegg til erfarent testpersonell som bistod under testingen. Spesielt kan det nevnes at Injeksjonsteknikk i forkant av forsøkene hadde spesialtilpasset en CAT 550 pumpe, slik at denne effektivt kunne benyttes ved gjennomføringen av den nye flow-kontrollerte testprotokollen. Injeksjonsteknikk hadde også utviklet et dataprogram som gjorde det svært enkelt å operere pumpen under testingen. All overvåkning og pumpekontroll ble gjort direkte via en berøringsskjerm tilkoblet pumpens PLC (en industri-type PC). Før testen ble testforløpet definert ved å angi trinnhøyde (Δq) og varigheten til hvert trinn (Δt) direkte på en berøringsskjerm. Trinnhøyde var typisk mellom 0,05–0,2 l/min pr. trinn og med 2–4 sekunds varighet for hvert trinn.

Trykkutviklingen kunne overvåkes under hele testforløpet og det eneste operatøren trengte å gjøre, når først Δq og Δt hadde blitt definert, var å snu testforløpet fra stigende til synkende trinn når hydraulisk brudd ble observert. Testoppsettet i felt er vist i Figur 8 og Figur 9.

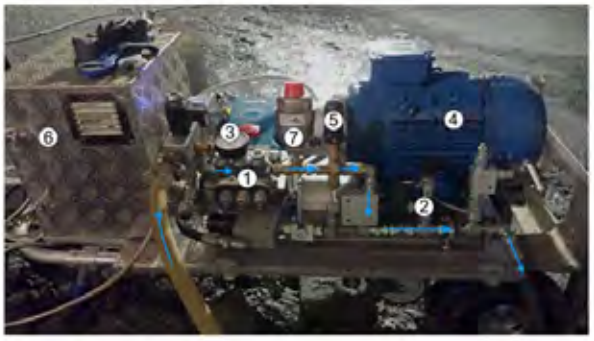


Figur 8: Skjematisk oversikt over testoppsettet. Figur modifisert etter Ødegaard and Nilsen (2021).

Alle borhullene ble inspisert før testing, for å sjekke orientering, plassering og eventuell lekkasje. Deretter ble følgende generelle testprosedyre fulgt:

1. Grundig vannspyling av borehullene
2. Hydraulisk enkeltpakker kobles til hydraulikkslanger og/eller injeksjonsstaver for deretter å skyves til ønsket dyp, stort sett 8-10 m unna tunnelen
3. Pakker trykksettes til 200 bar for å isolere testseksjonen (samme trykk som pumpens maksimaltrykk)
4. Testprotokoll starter opp med stigende trinn til hydraulisk brudd (splitting eller jekking) inntreffer og så noe videre for å sikre at sprekken har propagert unna borehullet
5. Konstant flow holdes en kort stund
6. Testen "snus" og nedadgående trinn følges ned til 0 flow.
7. Test avsluttes og testseksjon luftes.

For etterfølgende testsykluser ble steg 4 til 7 gjentatt.



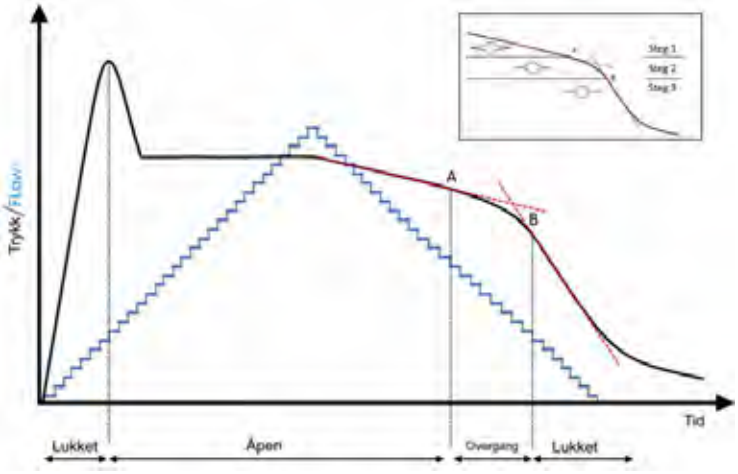
Figur 9: Oversikt pumpen som ble brukt under testene. Følgende hovedkomponenter kan ses: (1) pumpehode; (2) trykktransmitter; (3) trykkmåler; (4) elektromotor; (5) sikkerhetsventil; (6) koblingsboks, og; (7) akkumulator.

RSRT og en tolkingsmodell inspirert av petroleumsrelaterte jekkeforsøk

Tolkingsmodellen som har blitt benyttes for å analysere RSRT dataene (både i fra labforsøk og i felt) er basert på en tilnærming hvor man ser på trykkresponsen til det hydrauliske systemet i testens lukkefase. Denne tilnærmingen er omtalt som «the stiffness approach» av Raaen et al. (2001), som først introduserte metoden i forbindelse med tolkning av lukketrykk fra såkalte flowback-tester, en variant av hydrauliske jekketester som benyttes ved petroleumsrelaterte boreoperasjoner. Deres tolkingsmodell er basert på en forståelse av sprekkelukking etter hydraulisk stimulering (jekking eller splitting) som en tre-stegs prosess (Hayashi and Haimson, 1991):

- **Steg 1**: Sprekken lukker seg på en hengselaktig måte, dvs. lukking ved reduksjon av sprekkeåpning (bredde) men med konstant åpen lengde
- **Steg 2**: Sprekken lukker seg ved reduksjon av lengde, startende fra sprekkens ytterkant og progresivt mot borehullet
- **Steg 3**: Sprekken lukker seg helt, eller til sin residuale åpning

En idealisert skisse som viser hvordan et typisk RSRT testforløp kan se ut er vist i Figur 10, med en innfelt forklaring av de ulike stegene i lukkeprosessen.



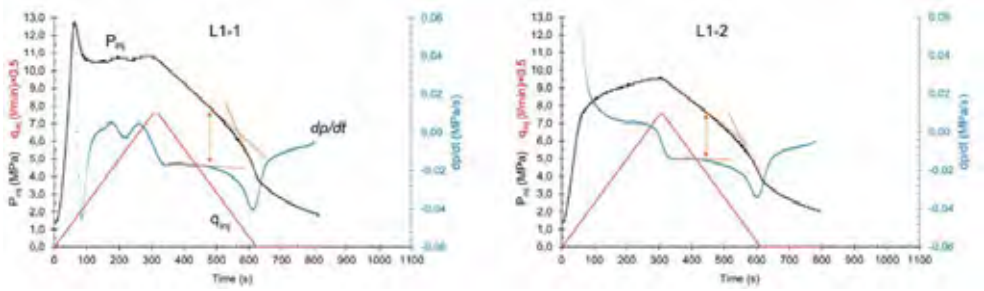
Figur 10: Idealisert forløp av en enkelt RSRT syklus. Sort heltrukken linje indikerer trykk mens blå linje viser flow. Den innfelte boksen viser en detalj som illustrerer de ulike stegene i sprekkelukkingen.

Raaen et al. (2001) demonstrerte hvordan det hydrauliske systemets stivhet er konstant når sprekken lukker seg på en hengselaktig måte (Steg 1) og at det derfor kan forventes en lineær trykksenkning når sprekken lukkes på en kontrollert måte. Når sprekken starter å lukke seg slik at sprekkeflatene kommer i mer og mer i kontakt vil systemets stivhet øke, og en gradvis trykksenkning vil så observeres (starten på Steg 2). Trykket ved knekkpunktet mellom lineær og gradvis trykksenkning, Punkt A i Figur 10, har vist seg å stemme godt overens med normalspenningen på den stimulerte sprekken. Hvordan dette prinsippet kan overføres til tolkning av RSRT data er beskrevet i detalj i (Ødegaard and Nilsen, 2021).

Testresultater

De komplette resultatene fra feltforsøkene ved Løkjelsvatn kraftverk er for tiden inne til review hos et internasjonalt fagtidsskrift og finnes derfor ikke i sin endelige form. I det etterfølgende presenteres derfor noen av erfaringene og et utdrag av resultatene, tatt fra de to første testsyklusene i borehull L1. Disse resultatene er presentert i Figur 11. Allerede ved testing i dette første hullet i feltkampanjen kunne det observeres et trykkforløp som stemte godt overens med hva som var forventet, og som lignet på det som hadde blitt observert under laboratorieforsøkene.

I grafene under er det også inkludert et plott av trykkets førstederiverte (dp/dt). Slike plott kan være nyttige for å plukke overgangen mellom Steg 1 og Steg 2 i lukkeprosessen (og slik altså normalspenningen) siden den førstederiverte av trykket vil følge et lineært forløp når systemstivheten er konstant, som forklart i mer detalj i Raaen et al. (2001) og i Ødegaard (2021).



Figur 11: Testresultat fra de første 6 testsyklusene i borhull L1.

Den første testsyklusen, L1-1, vist til venstre i Figur 11 er karakterisert av en hurtig trykkstigning opp til 12,8 MPa, før et plutselig trykkfall indikerer splitting av berget ved t = 62 s. Etter splittingen opprettholdes den trinnvise økningen i flow, mens trykket etter hvert stabiliserer seg på et 10,5 MPa platå, noe som tolkes som videre propagering av sprekken. Ved t = 320 s snus testen slik at lukkefasen kan starte, med trinnvis avtrapping av flow. Nå kan en lineær trykksenkning observeres, tilsvarende Steg 1 i Figur 10. Ved t = 480 s ses så en gradvis økende trykksenkning, som indikerer at sprekken her starter å lukke seg ved reduksjon av sprekkens åpne lengde, og altså at normalspenningen på den stimulerte sprekken er 7.8 MPa. Trykket avtar gradvis økende helt til t = 595 s, hvor trykket på ny avtar lineært, noe som tolket som starten på Steg 3 i lukkefasen, og dermed at sprekken er helt lukket, eller lukket til sin residuale åpning.

Ved den neste testsyklusen, L1-2, ses som ventet et noe annet trykkforløp i starten siden det nå allerede eksisterer en sprekk i testseksjonen. En lineær trykkstigning kan observeres omtrent opp til 6,7 MPa, hvor avviket fra det lineære forløpet indikerer at gjenåpning av sprekken starter. Deretter følger en sakte trykkøkning til t = 310 s hvor testen snus, og lukkefasen starter. Deretter følger en ny lineær trykksenkning som varer helt til t = 445 s, hvor det på nytt observeres et knekkpunkt og hvor trykket på nytt starter å falle av gradvis—som indikerer starten på Steg 2 i lukkefasen. Trykket når dette inntreffer er 7,6 MPa, som altså indikerer normalspenningen på sprekken.

Etter disse to syklusen ble det videre gjennomført 6 ekstra sykluser i det samme hullet, som alle viste lignende trykkforløp, og like estimat på normalspenningen, selv når Δq og Δt ble endret mellom sykluser.

Lignende testforløp ble også sett i de andre borehullene, med estimerte normalspenninger som oppsummert i Tabell 1.

Tabell 1: Sammendrag av testresultat fra RSRT forsøk ved Løkjelsvatn kraftverk

Borehull	Estimert normalspenning, gjennomsnitt av alle testsykluser (MPa)	Antall testsykluser
L1	7,2	8
L3	7,3	2
L4	4,4	3
H1	8,7	4
H4	6,0	3

Som kan ses i Tabell 1 er det en nokså stor variasjon mellom spenningsestimatene fra de ulike borehullene, fra 4,4 MPa til 8,7 MPa. Borhullene L4 og H4 vurderes imidlertid som mindre representative for in-situ forhold da begge hullene var boret slik at testseksjonen kom for nært tunnelperiferien, og at målingene her derfor ville være betydelig påvirket av den endrede spenningsfordelingen rundt tunnelen, se Figur 4.

Om man derfor kun ser på testene utført i borehullene L1, L3 og H1, som altså vurderes som mest representative for in-situ forhold, varierer σ_n mellom 7,2–8,7 MPa. Dette er overraskende likt σ_3 estimatet fra de forutgående HF og OC testene, som indikerte σ_3 mellom 7–9,5 MPa (Sintef Byggforsk, 2021).

DISKUSJON OG KONKLUSJON

Gjennom laboratorie- og feltforsøk har det blitt vist hvordan RSRT-protokollen kan gi effektive og representative estimat på normalspenningen på de stimulerte sprekkene.

Ved feltforsøkene viste det seg at normalspenningsestimatene fra testene med RSRT protokollen var sammenlignbare med σ_3-estimatene fra de forutgående bergspenningsmålingene som hadde blitt utført med veletablerte spenningsmålingsmetoder (HF og OC). Dette indikerer at sprekkene som ble stimulert under RSRT-forsøkene må ha orientert seg omtrent normalt bergets minste hovedspenning, slik at estimatet på normalspenning i realiteten var et direkte mål på σ_3.

Fra litteraturen er det kjent at gjenåpningstrykket (jekketrykket) kan være påvirket av gradvis sprekkeåpning—og at tolkning av normalspenningen fra hydrauliske jekketester derfor bør gjøres fra lukkefasen for å unngå effekter relatert til ikke-lineær sprekkestivhet (Rutqvist and Stephansson, 1996). Det samme ble gjennomgående observert ved våre forsøk, både i labforsøk og i felt, og det kan synes klart at lukketrykket bør benyttes ved estimering av normalspenninger ved hydrauliske jekkeforsøk.

Siden RSRT er en flow-kontrollert test trengs ikke noe flowmeter, og det kreves heller ikke PID-kontroll (pumpenes ekvivalent til cruisekontroll), noe som gjør testen enklere og mer robust sammenlignet med tradisjonelle trykkstyrte tester. Utstyret som benyttes under testene er for det meste standard hyllevare, uten fordyrende spesialkomponenter. Dette, sammen med en relativt enkel og halvautomatisert testprotokoll muliggjør lokal opptrening av mannskap slik at kostnaden for testing kan holdes nede sammenlignet med en del av de andre tilgjengelige spenningsmålingsmetodene.

Som en mulig utvidelse av anvendelsesområdet for RSRT hadde det vært interessant å benytte testen til å kartlegge hva som er «sikkert» injeksjonstrykk, for å redusere uønsket hydraulisk jekking ved forinjeksjon i tunneler.

TAKK TIL

En stor takk rettes aktørene som har muliggjort testene ved Løkjelsvatn kraftverk: Byggherre Sunnhordland Kraftlag, som lot oss gjennomføre forsøkene ved Løkjelsvatn kraftverk; Erlend Andreassen for hans initiativ som startet prosessen med å få gjennomført forsøk ved kraftverket; Injeksjonsteknikk AS for deres nysgjerrige, løsningsorienterte og engasjerte tilnærming til den praktiske gjennomføringen av testene, og til sist; forskningssenteret HydroCen, som har muliggjort dette arbeidet som en del av aktiviteten i forskningssenteret.

REFERANSER

BROCH, E. 1982. The Development Of Unlined Pressure Shafts And Tunnels In Norway. *ISRM Symposium.* Achen: International Society for Rock Mechanics.

HAYASHI, K. & HAIMSON, B. C. 1991. Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination of in situ minimum compressive stress. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth,* 96**,** 18311-18321.

MERRITT, A. H. 1999. Geologic and geotechnical considerations for pressure tunnel design. *In:* FERNANDEZ, G. & BAUER, R. A. (eds.) *Geo-Engineering for Underground Facilities.* University of Illinois: ASCE.

NORDAL, S., GRØV, E., EMDAL, A. & L'HEUREUX, J. S. 2018. Skredene i Tosbotn, Nordland 1. og 2. april 2016. Rapport fra undersøkelsesgruppe satt ned av Nordland Fylkeskommune (In Norwegian). Trondheim: NTNU.

RAAEN, A. M., SKOMEDAL, E., KJØRHOLT, H., MARKESTAD, P. & ØKLAND, D. 2001. Stress determination from hydraulic fracturing tests: the system stiffness approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* 38**,** 529-541.

RUTQVIST, J. & STEPHANSSON, O. 1996. A cyclic hydraulic jacking test to determine the in situ stress normal to a fracture. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts,* 33**,** 695-711.

SINTEF BYGGFORSK 2021. Bergspenningsmåling ved Løkjelsvatn Kraftverk. Rapport 2021:00008 (Upublisert).

ØDEGAARD, H. 2021. *Rock Stress Estimation for Unlined Pressure Tunnel Design.* PhD, NTNU.

ØDEGAARD, H. & NILSEN, B. 2018. Engineering Geological Investigation and Design of Transition Zones in Unlined Pressure Tunnels. *ISRM International Symposium - 10th Asian Rock Mechanics Symposium.* Singapore: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.

ØDEGAARD, H. & NILSEN, B. 2021. Rock Stress Measurements for Unlined Pressure Tunnels: A True Triaxial Laboratory Experiment to Investigate the Ability of a Simplified Hydraulic Jacking Test to Assess Fracture Normal Stress. *Rock Mechanics and Rock Engineering,* 54**,** 21.

ØDEGAARD, H., NILSEN, B. & BARKVED, H. 2020. Design of Unlined Pressure Tunnels in Norway – Limitations of Empirical Overburden Criteria and Significance of In-Situ Rock Stress Measurements. *ISRM International Symposium - EUROCK 2020.* physical event not held: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

UTTREKKSFORSØK PÅ INNSTØPTE FJELLSTAG I ALUNSKIFER.

Pull-out tests on grouted rock anchors in alum shale.

Jan Bergh-Christensen, JBC Invest AS.
Kenneth W. Cappelen, Fjerby AS

SAMMENDRAG

Det er gjennomført uttrekksforsøk på 3 m lange 40 mm Gewi fjellstag montert i 76 mm borehull i alunskifer ved Norcem`s anlegg på Slemmestad. På samme prøvested ble det i 2011 foretatt uttrekksforsøk på 3 m lange 25 mm kamstålbolter.

Ved forsøkene i 2011 ble boltene belastet til brudd, og utrivnings-motstanden i kontakten mørtel/berg ble funnet å ligge i intervallet **0.8-1.4 MPa.** Dette er vesentlig høyere enn de veiledende verdiene for skjærfasthet som er angitt i håndbøkenes tabellverk (leirskifer: **0.5 MPa**).

I desember 2020 ble det installert en rast med 3 m lange 40 mm Gewi fjellstag i samme fjellskjæring hvor hovedtyngden av uttrekksforsøkene i 2011 ble gjennomført. Stagene ble forankret med Nonset boltemørtel i indre del av hullene.

I januar 2021 ble det gjennomført belastningsforsøk på i alt 29 stag. Det ble brukt enkelt utstyr av industristandard for belastning (jekk av type Enerpac RCH603 og RRH1001), med såkalt «elefantfot» som fundament for jekken.
På grunn av kort slaglengde på jekken kunne ikke brudd i forankringen i kontakten mørtel/berg verifiseres ut fra forsøkene.
Imidlertid viste belastningsforsøkene at for 13 av de 19 stagene lå høyeste gjennomsnittlig heftspenning i kontakten mørtel/berg i intervallet **0.9 – 1.7 MPa**. Fem av stagene lå i intervallet **1.8 – 2.1 MPa.**

Resultatene fra Slemmestad indikerer at heftfastheten mørtel/berg for 40 mm stag i 76 mm borehull er høyere enn for 25 mm bolter i 45 mm hull i samme bergart.
For stagene vil en anta at heftfastheten vil ligge i intervallet **1 – 2.1 MPa** ved innstøpnings-lengde 0,7 – 1,7 m.

Det er sannsynlig at enkle uttrekksforsøk på innstøpte kamstålbolter kan gi indikasjon på påregnelig heftfasthet mørtel/berg også for tyngre forankringstyper i svakt berg som alunskifer.

SUMMARY.
Pullout tests have been undertaken on 3 m long 40 mm Gewi rock anchors installed in 76 mm boreholes in weak alum shale at Norcem\s factory at Slemmestad.

In 2011, pullout tests were performed on 3 m long 25 mm rebar bolts installed at the same location.

The pull-out tests on rebar bolts in 2011 showed a mean bond strength at the grout/rock interface within the range **0.8 – 1.4 MPa**. This is significantly higher than the bond strength suggested in Norwegian design manuals (clay shale 0.5 MPa).

In December 2020, 31 Gewi rock anchors were installed at Slemmestad at the same rock cut where rebar bolts were installed and tested in 2011. For anchoring, Nonset grout was filled in the inner part of the boreholes, and the anchor rods inserted.

In January 2021, loading tests were performed on 29 anchors. Common industry standard equipment (jacks of type Enerpac RCH 603 and RRH1001) was used, with an “elephant foot” type of foundation for the jacks.
Due to short stroke range of the jacks, bond failure at the grout/rock interface could not be verified by the tests.
However, for 13 of the 19 tests, the highest recorded mean stress at the grout/rock interface fell within the range **0.9 – 1.7 MPa**. For 5 anchors, an interface stress in the range **1.8 – 2.1 MPa** was recorded.

The test results strongly indicate that the grout/rock bond strength for 40 mm rock anchors installed in 76 mm diameter boreholes is higher than for 25 mm rebar bolts installed in 45 mm boreholes in the same weak rock.

The results suggest that simple pull-out tests on rebar rock bolts may be used for estimates of the grout/rock bond strength also for heavier anchoring systems in weak rocks like alum shale.

INNLEDNING

Alunskifer utgjør den mest problematiske og trolig også den svakeste bergarten som kan påtreffes ved forankringsarbeider og bergsikring i Østlandsområdet. På grunn av den lave bergartsstyrken vil tillatt skjærspenning i kontaktflaten mørtel/berg ofte være en dimensjonerende faktor.
Tillatt heftspenning mørtel/berg tas vanligvis ut fra tabellverk hvor svakeste bergartsklasse er angitt som: Bergart: leirskifer. Heftfasthet: 0.5 MPa. (*Statens vegvesen håndbok 220 Fjellbolting).*
Det er publisert lite materiale som viser resultater av praktiske uttrekksforsøk på bolter og stag forankret i svakt berg i Norge. På den bakgrunn ble det i 2011 gjennomført uttrekksforsøk på 3 m lange 25 mm kamstålbolter forankret i alunskifer i fjellskjæringer ved Norcem`s anlegg på Slemmestad. Det ble prøvetrukket i alt 30 bolter montert i 45 mm borehull.
Innstøpningslengden for boltene lå i intervallet 0.71 – 1.71 m.
Utrivningsmotstanden i kontakten mørtel/berg ble funnet å ligge i intervallet 0.8 – 1.4 MPa, med de høyeste verdiene for de korteste innstøpningslengdene.

Resultatene fra forsøkene ble presentert på Bergmekanikkdagen i 2012 *(Bergh-Christensen og Ongstad 2012).*
En konklusjon fra forsøkene var at det ville være av stor interesse å få utført tilsvarende forsøk med tyngre sikringmidler som fjellstag ved samme lokalitet.

PRØVETREKKING AV FJELLSTAG.

Per november 2020 eksisterte fremdeles fjellskjæringene på Slemmestad hvor uttrekksforsøk på bolter ble foretatt i 2011. Norcem AS var imidlertid i ferd med å forberede utsprengning av tomt for nytt bulklasteanlegg, og i den sammenheng ville det største av prøvefeltene forsvinne.

På denne bakgrunn planla JBC Invest AS i samarbeide med Fjerby AS å få gjennomført installasjon og prøvetrekking av 3 m lange 40 mm Gewi fjellstag i 76 mm borehull i den samme fjellskjæringen hvor hovedtyngden av bolteforsøkene i 2011 ble utført.

JBC Invest AS eies av Dr. Ing. Jan Bergh-Christensen, som har mer enn 50 års erfaring med rådgivning ved prosjektering og bygging av fjellanlegg i inn- og utland.
Fjerby AS er en velrennomert norsk fjellsikringsentreprenør, hvor Kenneth W. Cappelen er daglig leder.

Installasjon av stag.

Den 30.11.2020 ble i alt 21 Gewi stag med lengde 3 m og diameter 40 mm installert i 76 mm borehull i fjellskjæringen bak de store siloene ved Burmaveien på Slemmestad. Stagene har en flytelast på 628 kN (64 tonn).

Bilde 1. Boring av staghull i vegskjæring på Slemmestad *Foto: A. Ongstad*

Prøvestedet er en 3-7 m høy vegskjæring med alunskifer i veksling med spredte benker og linser med kalkstein. Lagdelingen har et fall på ca. 15^0 mot NV, og skiferen er svært småfallen (flisefjell).

Staghullene ble boret med borerigg med 76 mm krone. Stagene ble satt i en horisontal rast 1 m over eksisterende bolterast i skjæringen, og «staggered» i forhold til boltene. Hullene ble boret parallelt skiferens planstruktur, med en stupning på ca. 15^0.

Forankring av stagene ble utført med Nonset boltemørtel, som ble pumpet inn i hullene i avpasset volum. Stagene ble forsynt med avstandsholdere og skjøvet inn i i hullet. Innstøpningslengden ble kontrollert med stakefjær.
Installasjonen gikk greit, med oppnådde innstøpningslengder varierende fra 40 cm til 174 cm, med de fleste i intervallet 100 – 150 cm som tilsiktet.

Det ble tatt fire prøver av ferdigblandet mørtel som ble sendt til Multiconsult for testing. Disse viste en terning-trykkfasthet på 60 N/mm^2etter 30 dager.

Fjelltemperaturen ble målt på 1 m dyp i et av staghullene, og lå på + 1^0C.

Bilde 2. Boring for stag. *Foto: S. F. Mathiassen*

Bilde 3. Vestre del av skjæringen. *Foto: A. Ongstad*

Bilde 2. Jekk Enerpac RHH 1001 på «elefantfot». Foto: S. F. Mathiassen.

Prøvetrekking av stagene.

Prøvetrekking av stagene ble utført den 4 – 5.01.2021.

I første omgang ble det brukt en sylinderjekk av type Enerpac RCH 603 med kapasitet 63 tonn. Denne viste seg å være for svak. Etter belastning av 5 stag oppsto det oljelekkasje.

I neste omgang ble det anvendt en jekk av type Enerpac RHH 1001.

Denne har en kapasitet på 100 tonn, men en slaglengde på bare 38 mm. Dette gjorde det usikkert om stagene kunne trekkes til fullt brudd i forankringen.

Imidlertid sto en entreprenør klar til å starte riving av en oljetank rett over prøvestedet. Det ble derfor besluttet å utføre belastningsforsøkene med det utstyret som var tilgjengelig. belastningsforsøkene med det utstyret som var tilgjengelig.

Det ble i alt gjennomført prøvebelastning av 19 av de installerte 21 stagene. Det anvendte utstyret besto av sylinderjekk, hydraulikkpumpe, styringsenhet for hydraulikken og manometer. Alt utstyret var av vanlig industristandard.
Som opplag for jekken ble brukt en «elefantfot».

Jekktrykket ble øket i intervaller på 100 Bar ved hjelp av en enkel pådragsventil. Pålastingen av hvert trinn tok i størrelsesorden 5-10 sekunder. På de høyere lasttrinnene ble det observert at jekktrykket falt med i størrelsesorden 50 Bar i løpet av de neste 5-10 sekundene. Dette ble antatt i hovedsak å skyldes setninger i jekkfundamentet.

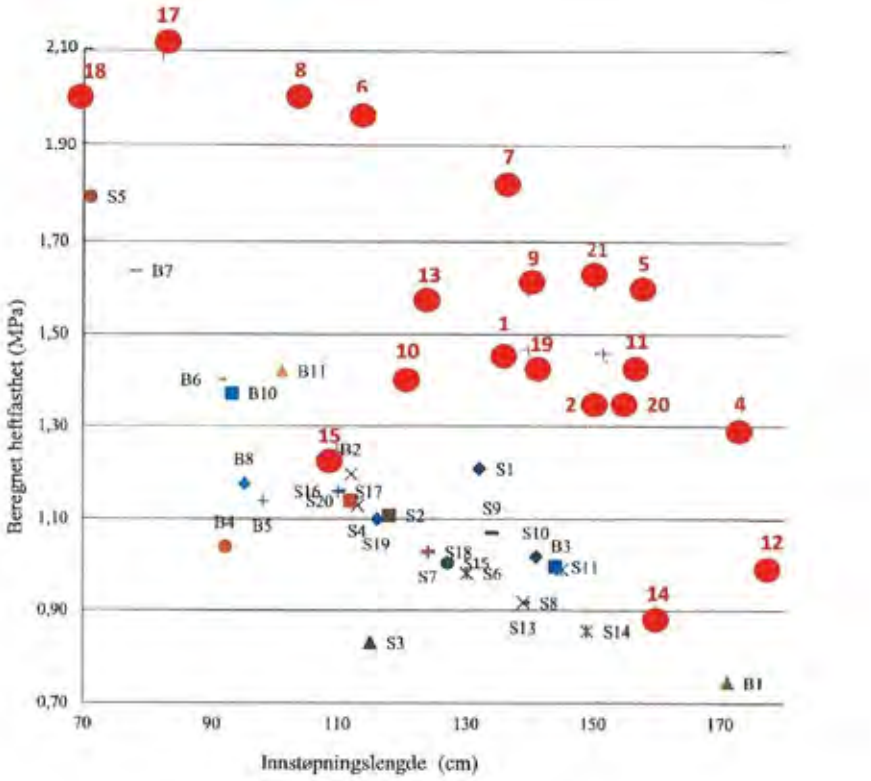
For hvert lastintervall ble forskyvningen av jekkstempelet i forhold til jekkfoten registrert. Det viktigste formålet med dette var å forhindre at stempelet ble stående i ytterstilling. Med stempelet i ytterstilling vil økning av jekktrykket ikke gi tilsvarende økning i strekk på staget.

RESULTATER

Resultatet av belastningsforsøkene på stag er vist i TABELL 1 og i Figur 1.

STAG NR.	INNSTØPT LENGDE (cm)	KONTAKT-AREAL (cm2)	HØYESTE LAST Bar/tonn	HEFTSPENNING Kg/cm2/MPa
1	140	3340	600/50	15,0/1,47
2	152	3627	600/50	13,8/1,35
3	128			
4	172	4104	400/54	13,2/1,29
5	157,5	3758	450/61	16,2/1,59
6	113	2696	400/54	20,0/1,96
7	137	3269	450/61	18,7/1,83
8	107	2553	400/54	21,2/2,08
9	139	3317	400/54	16,3/1,60
10	121	2887	300/41	14,2/1,39
11	150,5	3591	400/54	15,0/1,47
12	174	4152	320/43	10,3/1,01
13	123	2935	350/47	16,0/1,57
14	157	3746	250/34	9,1/0,89
15	109,5	2613	250/34	13,0/1,27
16	40			
17	80	1909	300/41	21,5/2,11
18	69	1646	250/34	20,7/2,03
19	143	3412	600/50	14,7/1,44
20	152,5	3638	600/50	13,7/1,34
21	148	3531	700/59	16,7/1,63

Tabell 1 Resultater fra uttrekksforsøk på fjellstag.



Figur 1. Beregnet heftfasthet for bolter og stag prøvetrukket på Slemmestad.

I Figur 1 er resultatene plottet inn i et diagram som viser målt heftfasthet mørtel/berg for samtlige bolter som ble prøvetrukket på Slemmestad i 2011.Som figuren viser lå målt heftfasthet ved brudd i bolteforankringen i området **0,8 – 1,4 MPa.** En enkel bolt (S5) viste en heftfasthet på 1.8 MPa.

For belastningsforsøkene på **fjellstag** (merket med rødt) ligger 13 av 19 med en gjennomsnittlig heftspenning mørtel/berg i intervallet **0.9 – 1.7 MPa**.

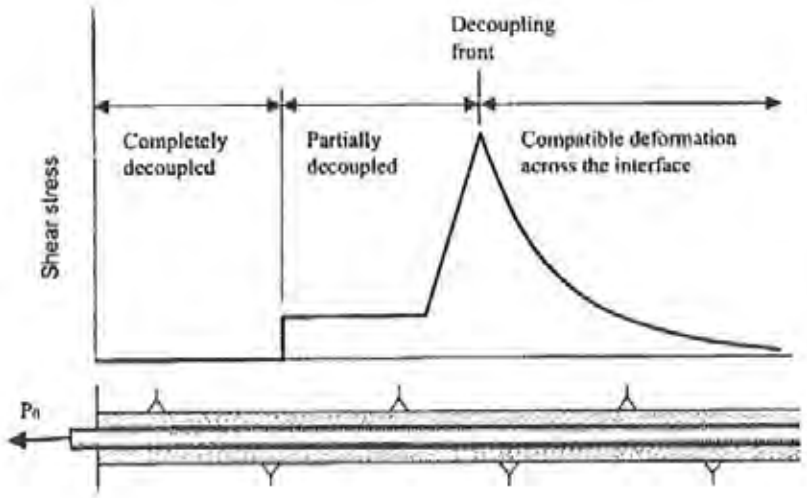
Fem av stagene lå i intervallet **1.8 – 2.1 MPa**.

Grunnet den korte slaglengden på jekken lyktes det ikke å trekke noen av stagene til verifisert brudd i forankringen. Det er imidlertid grunn til å tro at eksempelvis stag 6, 8, 17 og 18 var meget nær eller i bruddfasen.

BRUDDUTVIKLING VED UTTREKKSFORSØK

Ved forankring i sterke bergarter er det forankringsmørtelen som er det svakeste leddet, og brudd i forankringen initieres i kontaktsonen stål/mørtel.

Ved forankring i svakt berg som alunskifer er det berget som er det svakeste leddet, og bruddet initieres ved kontaktsonen mørtel/berg.



Figur 2. Fordeling av skjærspenning langs en innstøpt bolt under uttrekk. Etter Li (1999).

Bruddutviklingen ved uttrekksforsøk på innstøpte bolter er beskrevet av *Li og Stillborg (1999) og Li (2000).*

Fig 2 er hentet fra *Li (2000)* og illustrerer fordelingen av skjærspenninger langs en innstøpt bolt utsatt for en uttrekkskraft P_0. Den viser at spenningsfordelingen i kontaktsonen utsatt for bruddutvikling er kompleks og langt fra jevnt fordelt.

Det brukes begrepet «decoupling» om bruddmekanismen og «decouplig front» om bruddsonen som forplanter seg innover langs forankringen.

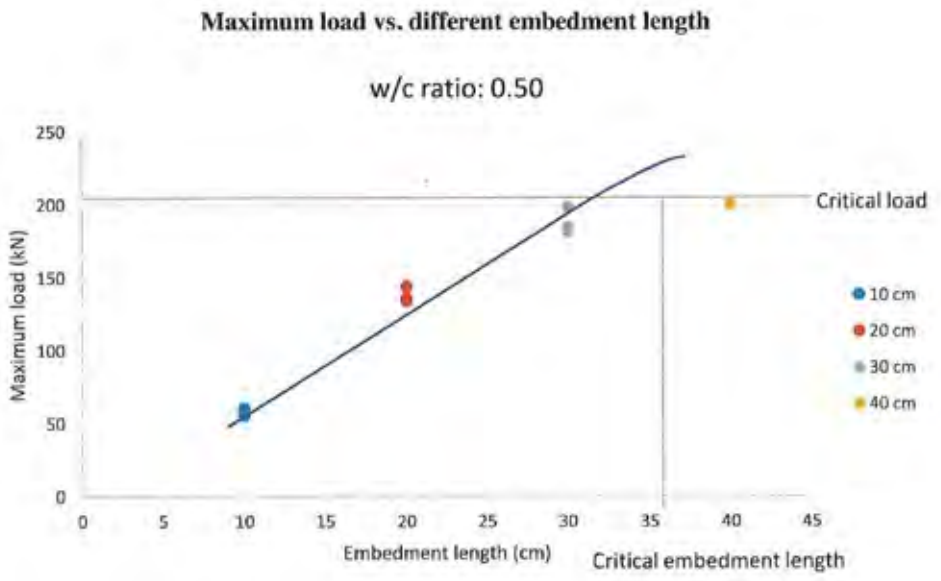
Li og Stillborg (1999) beskriver at bruddmotstanden i en kontaktflate vanligvis består av tre komponenter: adhesjon, ruhet (mechanical interlock) og friksjon.

Tallrike forsøk med instrumenterte bolter og stag viser at ikke på noe tidspunkt i uttrekksprosessen er strekk i bolt/stag eller skjærkrefter i kontaktflatene stål/mørtel og mørtel/berg jevnt fordelt over utstøpningslengden, slik det forutsettes ved beregning av nødvendig forankringslengde.

HEFTFASTHET I KONTAKTEN MØRTEL/STÅL

Kristjánsson, Høyen og Li (2014) beskriver uttrekksforsøk for å bestemme kritisk innstøpningslengde for innstøpte kamstålbolter.
Det ble utført laboratorieforsøk med 20 mm kamstålbolter innstøpt i 46 mm hull boret ut i en stor betongblokk.

Forsøkene ble gjennomført med ulike vann/sement blandeforhold for boltemørtelen (Rescon Zinc) og med innstøpningslengder på 10, 15, 20, 25, 30 og 40 cm.



Figur 3. Uttrekksforsøk på 20 mm kamstålbolt og mørtel med w/c 0,50.
Etter Kristjánsson, Høien og Li (2014)

Figur 3 viser resultater fra uttrekksforsøk med boltemørtel med w/c på 0,50. Som det fremgår øker boltens last-kapasitet nær lineært med økende innstøpningslengde opp til kritisk lengde (flyting av bolt).

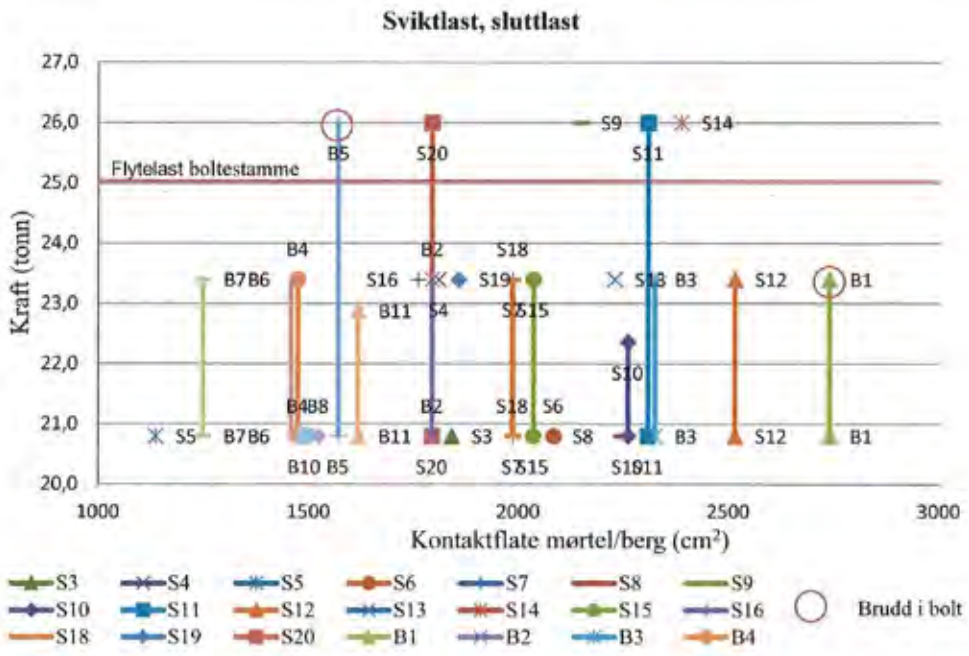
Heftfastheten mørtel/bolt ligger på 4,4 MPa ved innstøpningslengde 30 cm.

Enaksial trykkfasthet for terninger med w/c 0,50 er målt til ca. 28 MPa. Det indikerer at heftfastheten mørtel/bolt er i størrelsesorden 15% av trykkstyrken til mørtelen ved forsøket over.

UTTREKKSFORSØK I ALUNSKIFER

Resultatene av uttrekksforsøk på bolter i alunskifer i Figur 1 viser en markant trend med synkende heftfasthet med økende innstøpningslengde.
Ut fra resultatene ser det ut som beregnet heftfasthet halveres når innstøpningslengden dobles (fra 80 cm til 160 cm).
Den samme trenden indikeres også for uttrekksforsøkene på fjellstag.

Forklaringen på dette kan sees av figuren under.



Figur 4. Sviktlast og sluttlast for kamstålbolter i alunskifer som funksjon av kontaktflaten mørtel/berg. Fra Bergh-Christensen og Ongstad (2012).

Figur 4 viser sviktlast og sluttlast som funksjon av kontaktflaten mørtel/berg for boltene testet på Slemmestad i 2011.

Som figuren viser, er **sviktlasten den samme (ca. 21 tonn) for samtlige bolter uavhengig av innstøpningslengde.**

Bruddutviklingen i kontakten mørtel/berg skiller seg derfor markant fra kontakten mørtel/stål, hvor sviktlasten øker med økende innstøpningslengde, jfr. Figur 3.

KONKLUSJON

Det er utført uttrekksforsøk på 40 mm Gewi fjellstag forankret i 3 m dype 76 mm borehull i alunskifer på Slemmestad.

- For 13 av de i alt 19 stagene lå høyeste gjennomsnittlige heftspenning i kontakten mørtel/berg i intervallet **0,9 – 1,7 MPa**. Fem av stagene lå i intervallet **1,8 – 2,1 MPa.** Innstøpningslengden for stagene var fra 0,7 m til 1,7 m.

- Ved uttrekksforsøk på 25 mm kamstålbolter innstøpt i 46 mm borehull ved samme prøvested i 2011 ble det funnet at høyeste heftspenning i kontakten mørtel/berg lå i intervallet **0,8 – 1,4 MPa,** samt en enkeltbolt med heftspenning 1,8 MPa.

- Resultatene fra Slemmestad indikerer at heftfastheten mørtel/berg for 40 mm stag i 76 mm borehull er høyere enn for 25 mm bolter i 46 mm hull i samme svake bergart.

- Det er sannsynlig at enkle uttrekksforsøk på innstøpte kamstålboler kan gi en indikasjon på påregnelig heftfasthet mørtel/berg også for tyngre forankringstyper i svakt berg som alunskifer.

- Uttrekksforsøkene på stag i 2021 og på bolter i 2011 indikerer at den veiledende verdien på heftfasthet 0,5 MPa for «leirskifer» angitt i norske tabellverk synes svært konservativ.

- Resultatene fra uttrekksforsøk på bolter i alunskifer indikerer at forankrings-kapasiteten i denne bergarten **ikke** øker med økende innstøpningslengde.

- Forankring i svakt berg er et tema som inviterer til videre praktisk rettet forskning.

SLUTTORD

Forfatterne vil rette en stor takk til Norcem AS v/ Jan L. Kjellin og Slemmestad Brygge v/ Sten-Arthur Sælør for deres imøtekommenhet og velvilje som gjorde gjennomføringen av prosjektet mulig.

REFERANSER

Statens vegvesen håndbok 220 Fjellbolting.

Jan Bergh-Christensen og Andreas Ongstad (2012): «Uttrekksforsøk på innstøpte bolter i alunskifer». Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 2012, side 29.1-29.24.

Charlie C. Li og Bengt Stillborg (1999): «Analytical models for rock bolts». Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36 (1999), pp. 1013-1029.

Charlie C. Li (2000): «The Load-Bearing Process of Fully Coupled Rock Bolts". MassMin2000, Brisbane, Qld, 29 October-2 November 2000. pp. 933-935.

Gunnar Kristjánsson, Are Håvard Høien og Charlie C. Li (2014): «Pullout strength and critical embedment length of fully encapsulated rebar bolt". Fjellsprengningsteknikk/ Bergmekanikk/Geoteknikk 2014. Pp. 30.1-30.22.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

Magnus Hagen Brubakk
Multiconsult, leder NGF

Lederens 10 minutter

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

STATUS REVISJON EUROKODE 7 GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Revision of Eurocode 7 Geotechnical design

Astri Eggen, Veidekke Entreprenør AS

SAMMENDRAG

Revisjon av *Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering* har pågått i 10 år og det vil trolig gå ytterligere 3 - 5 år til før standarden er ferdig til utgivelse. Representanter fra Norge har deltatt gjennom hele prosessen på norsk, nordisk og europeisk nivå. Et viktig fokus for norske og nordiske representanter har vært å ivareta revisjonsarbeidet slik at standarden blir tilfredsstillende også for bruk ved typisk nordiske forhold som bløt leire og hardt berg. Revisjonsarbeidet har kommet så langt at hovedtrekkene med hensyn til endringer er klare, men det kan fortsatt bli noen endringer. Eurokode 7 vil bestå av tre deler. *Del 1: Allmenne regler, Del 2: Grunnforhold og Del 3: Geotekniske konstruksjoner.*

SUMMARY

Revision of *Eurocode 7 Geotechnical design* has been going on for 10 years and it will probably take another 3 - 5 years before the standard is ready for publication. Representatives from Norway have participated throughout the entire process. An important focus for Norwegian and Nordic representatives has been to carry out the audit work so that the standard is satisfactory also for use in typically Nordic conditions such as soft clay and hard rock. The audit work has come so far that the main features of change are clear, but there can still be some changes. Eurocode 7 will consist of three parts. *Part 1: General rules, Part 2: Ground properties and Part 3: Geotechnical structures.*

INNLEDNING - REVISJONSPROSESS

Eurokode 7 *NS-EN 1997-1:2004 + NA 2020 Geoteknisk prosjektering* ble innført som norsk standard i 2004. Første norske NA kom i 2008, nytt NA i 2016 og gjeldende NA i 2020. I mars 2010 ble den gamle *NS3480 Geoteknisk prosjektering Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider* trukket tilbake som norsk standard. Likeledes var det med de andre prosjekteringsstandardene i NS34xx serien. Fra 2010 er det Eurokodene som er norske standarder.

Alle de 10 Eurokodene er nå under revisjon. Revisjonsarbeidet startet for omtrent 10 år siden. For Eurokode 7 ble det innledningsvis satt ned egne europeiske grupper for hvert kapittel / tema. Gruppene fikk i oppgave å gå gjennom tema i standarden med hensyn til hva som burde revideres. Noen grupper så på tema som burde ses nærmere på, mens andre grupper gikk rett inn og begynte med å endre standard teksten.

Revisjonsarbeidet har så langt blitt gjennomført i flere stadier. Europeiske grupper har blitt satt ned, dokumenter har blitt utarbeidet og dokumenter har blitt kommentert. Standart Norge komite *SN/K 066 Geoteknisk prosjektering* har fulgt arbeidene aktivt. Komiteen består i dag av 8 representanter fra ulike firma og etater. Den ledes av Astri Eggen (Veidekke), sekretær Morten Lund (Standard Norge), Arne Schram Simonsen (Multiconsult), Frode Oset (Statens Vegvesen), Geir Svanø (Bane Nor), Per Heimli (Multiconsult), Vidar Gjelsvik (NGI), Helen Andersson (Huth & Wien). I tillegg til disse er det flere geotekniskere og ingeniørgeologer som har deltatt eller deltar innen spesielle emner.

Det har i hovedsak vært 2 stk Europeiske møter i året. Ett årlig formelt møte der hvert land stiller med en stemmeberettiget representant og et faglig møte der hovedfokuset er geofaglige diskusjoner som grunnlag for revideringen. I tillegg til disse møtene har det vært en rekke telefonmøter, teams møter og fysiske møter i ulike grupper.

Nordisk samarbeid ved utarbeidelse av Eurokode 7.

Hverken grunnforhold eller geotekniske utfordringene er like i hele Europa. Det er også slik at noen land sentralt i Europa med mange innbyggere har større påvirkning /tyngde med hensyn til utarbeidelse av Eurokodene.

I 2013 ble de nordiske landene enige om et samarbeid for bedre å ivareta de geotekniske utfordringene som er i Nord Europa. Det første møtet i nordisk gruppe ble holdt i 2013 i Oslo. Etter det har det blitt av holdt 2 møter i året, og det har gått på omgang mellom landene å være vertskap for møtene. Total er det avholdt 20 møter. Grunnet Korona pandemien har 3 stk møter blitt avholdt ved bruk av Teams.

Det kanskje viktigste er å ivareta standardens bestemmelser med hensyn til at den skal fungere også for bløt leire og hardt berg. Hvis det settes urimelige krav som kommer urimelig ut ved nordiske grunnforhold kan det både øke byggetid og kostnader.

Videre har samarbeidet ført til at det har vært mulig å få med Nordiske representanter i viktige komiteer og roller, noe som igjen har bedret mulighet for innflytelse og informasjon.

SN/K370 norsk speilkomite for overordnet overvåkning av revisjon av Eurokodene

Komiteen består i hovedsak av lederne i komiteene for hver enkelt Eurokode Standard. Leder for komiteen er Nicolas Neumann (Multiconsult) og Standard Norge sin sekretær er Roald Sægrov.

Eurokoder som revideres
Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
Eurokode 4: Prosjektering av samvikkekonstruksjoner av stål og betong.
Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

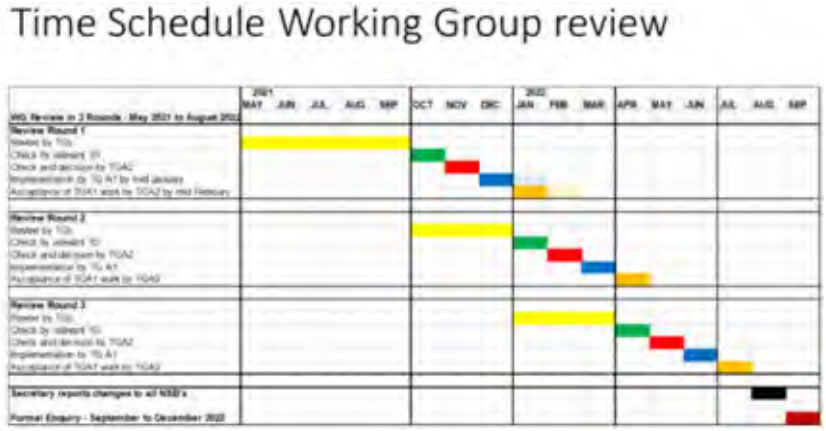
Nye «task groups» CEN/TC250 fra vinter 2021

Pågående hovedoppgave: Kontroll og verifikasjon av neste generasjon Eurokode 7 – siste fase av det faglige standardiseringsarbeidet. Antas ferdig i 2023. I TG B, C og D kan hvert land ha med maks 3 representanter. Norge er representert i alle bortsett fra B2.

TG (task groups)	**Beskrivelse**
A1	**The Editor group** (Chair, Part-chair, Vice-chare, secr.)
A2	**The NSB Contact Group**. (En fra hvert land)
B1	**Testing ved unge ingeniører.**
B2	Teste eksempler utarbeidet av EG grupper
C1	Guideline for **«From derived to design value"**
C2	Guideline on **assembling the Ground Model**
C3	Guideline on **Reliability based methods**.
C4	Guideline on **implementation of the design during execution**
D	Task Groups for studying the various geotechnical structures in Part 3
D1	**Slopes, Retaining Structures and Anchors**
D2	**Spread foundations and Piled foundations**
D3	**Reinforced ground and Ground Improvement**

Det holdes jevnlig europeiske teams møter der tema innen hver TG diskuteres og endringer foreslås.

Framdiftsplan for TG gruppene



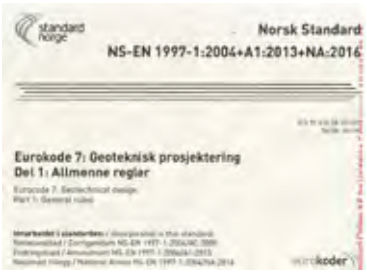
Figur 1: Framdriftsplan for Task Groups fram til «Formal Enquiery» september – desember 2022.

ENDRINGER I EUROKODE 7

Oppbygging

I og med at Eurokode 7 fortsatt er under utarbeidelse og det fortsatt er en prosess med hensyn til endringer og avstemninger tas forbehold om at det kan bli endringer, men i det følgende gis status.

I dag er Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering bestående av 2 deler:
Eurokode 7 del 1: Allmenne regler
Eurokode 7 del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver



Figur 2: Eurokode 7 består i dag av to deler

Hovedkapitler i dagens Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering.

Del 1: Almenne regler

1. Generelt
2. Grunnlag for geoteknisk prosjektering
3. Geotekniske data
4. Utførelseskontroll, overvåkning og vedlikehold
5. Fyllingsarbeider, grunnvannssenkning, grunnforbedring og grunnforsterkning
6. Sålefundamentering
7. Pelefundamentering
8. Ankere
9. Støttekonstruksjoner
10. Hydraulisk brudd
11. Områdestabilitet
12. Fyllinger

+ 9 tillegg og NA

Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

1. General
2. Planning of ground investigation
3. Soil and rock sampling and groundwater measurement
4. Field tests in soil and rock (Beskriver ulike feltundersøkelses metoder)
5. Laboratory tests on soil and rock (Beskriver ulike laboratorietester)
6. Ground investigation report

+ 24 Annex og NA

Figur 3: Ny revidert Eurokode 7: Geotechnical design vil bestå av 3 deler.

Status hovedkapittel inndeling i revidert Eurokode 7:

Part 1: General rules

1. Scope
2. Normative references
3. Terms, definitions and symbols
4. Basis of design
5. Materials
6. Groundwater
7. Geotechnical analysis
8. Ultimate limit states
9. Serviceability limit states
10. Implementation of design during execution and service life
11. Testing
12. Reporting

+ 5 Annex

Part 2: Ground properties

1. Scope
2. Normative references
3. Terms, definitions and symbols
4. Ground Model
5. Ground investigation
6. Description and classification of the ground
7. State, physical, and chemical properties
8. Strength
9. Stiffness and compressibility
10. Cyclic, dynamic, and seismic properties
11. Groundwater and geohydraulic properties
12. Geothermal properties
13. Reporting

+ 7 Annex

Part 3: Geotechnical structures

1. Scope
2. Normative references
3. Terms, definitions and symbols
4. Slopes, cuttings, and embankments
5. Spread foundations
6. Piled foundations
7. Retaining structures
8. Anchors
9. Reinforced fill structures
10. Ground reinforcing elements
11. Ground improvement
12. Ground water control

+ 7 Annex

Kommentarer

Part 1 *General rules*. Ved den nye tredelingen vil det som er overordnet og generelt for flere geotekniske konstruksjoner bli samlet i del 1. Det som står i del 1 skal ikke gjentas i del 3.

Part 2: *Ground properties*. Vesentlig endring i forhold til dagens del 2, som beskriver felt- og laboratorieundersøkelses metoder, er at den nye del 2 har fokus mot geotekniske parameterne. Med andre ord fokus rettet mot design parametere og ikke grunnundersøkelses metoder.

Part 3: *Geotechnical structures.* Denne delen har kapitler for de geotekniske konstruksjonselement.

Ingeniørgeologi
Gjeldende utgave av Eurokode 7 er primært forfattet av geoteknikere med erfaring fra løsmasser. Berg og ingeniørgeologi er i dag en liten grad en del av standardarden. Ved oppstart av revisjonsarbeidene var det meningen at berg og ingeniørgeologi skulle bli en del av standarden. På grunn av uenighet med hensyn til hvordan ingeniørgeologi skulle tas inn i standarden har det tatt tid å innarbeide dette. Det gjøres i disse dager et aktivt arbeid for å få berg og ingeniørgeologi innarbeidet best mulig.

RINGERIKSBANEN OG E16-FELLESPROSJEKTET – FULLSKALAFORSØK MÆLINGEN – PROSJEKTERING, GJENNOMFØRING OG MULIGHETSSTUDIE

Ringeriksbanen and E16 – Full-scale field tests, Mælingen – Design, execution and feasibility study

Andreas Brathetland, Sivilingeniør, Norconsult AS
Inger Lise Ullnæss, Sivilingeniør, Bane NOR SF
Kjell Karlsrud, Dr. Philos, Norges Geotekniske Institutt
Christian Strømme Ofstad, Sivilingeniør, Norges Geotekniske Institutt
Ola Ellingbø, Sivilingeniør, Norconsult AS
Gry Brattensborg, Sivilingeniør, Norconsult AS
Antonios Tzatzakis, Sivilingeniør, Norconsult AS
Geir Svanø, Doktor ingeniør, Bane NOR SF

SAMMENDRAG

Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet (FRE16) er det største fellesprosjektet for veg og jernbane i Norge. Prosjektet vil knytte Hole og Ringerike sterkt sammen med bo- og arbeidsmarkedet rundt Oslo. I tillegg vil prosjektet korte ned reisetiden med Bergensbanen med omkring en time. I forbindelse med prosjektet er det planlagt å etablere en jernbanebru og to veibruer over Mælingen med lengde på ca. 900 meter, ca. 6 km sørvest for Hønefoss. Som følge av utfordrende grunnforhold, behov for et stort antall peler, samt strenge setningskrav, ble det foreslått å utføre et fullskalaforsøk som omfattet både prøvefyllinger og peleforsøk. Fullskalaforsøket ble gjennomført som anbefalt, og resultatene viste at det er mulig å benytte alternative, og mer kostnadseffektive, fundamenteringsmetoder i forhold til opprinnelig løsning. Dette har medført mulighet for store samfunnsøkonomiske besparelser knyttet til fundamenteringsarbeidene for bruene på Mælingen. Faglig har fullskalaforsøkene også bidratt med store mengder verdifulle data som vil kunne danne grunnlag for fremtidig forskning.

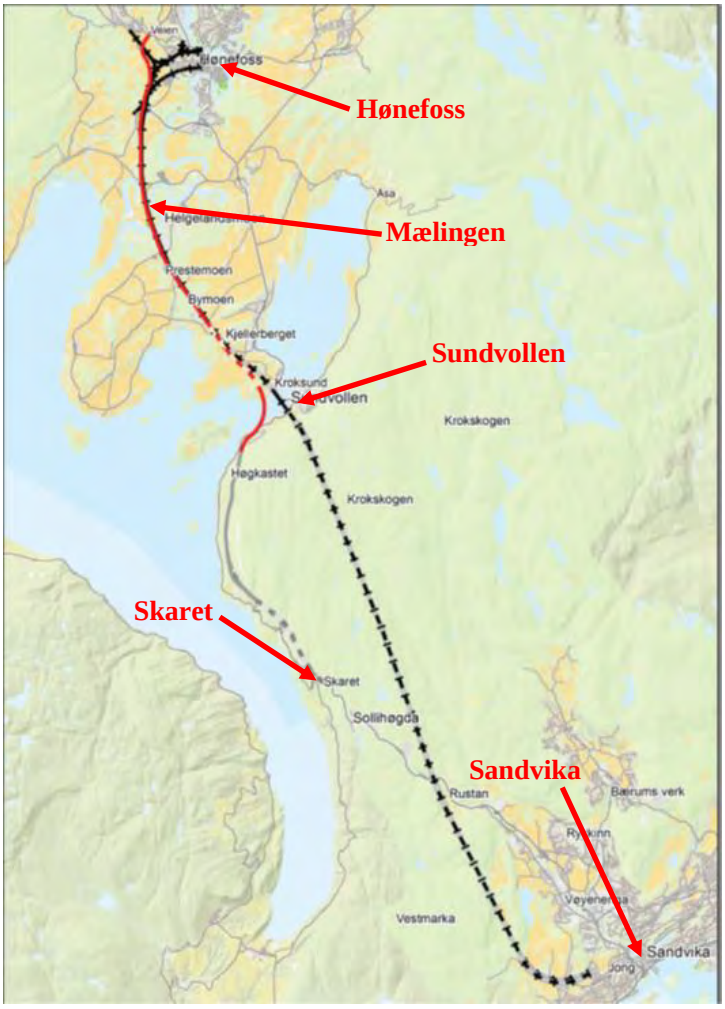
SUMMARY

Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet (FRE16) is the largest joint project for roads and railways in Norway. The project will provide a much stronger link between Hole and Ringerike municipalities and the housing and labor market in Oslo. The project will also reduce the travel time between Oslo and Bergen by approximately one hour. The project involves construction of a railway bridge and two road bridges over Mælingen, which is located approximately 6 km southwest of Hønefoss. Due to challenging ground conditions, the need for a large number of piles, as well as strict settlement requirements, it was proposed to carry out full-scale field tests which included both test embankments and pile-load tests. The full-scale field tests were carried out as recommended, and the results showed that it is possible to use alternative foundation methods that are more cost effective than the foundation solution proposed originally. This has led to the potential for large socio-economic savings related to the foundation work for the bridges on Mælingen. Academically, the full-scale tests have also contributed large amounts of valuable data that can be used in future research.

INNLEDNING

Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet (FRE16) er det største fellesprosjektet for veg og jernbane i Norge. Prosjektet vil knytte Hole og Ringerike sterkt sammen med bo- og arbeidsmarkedet rundt Oslo. I tillegg vil prosjektet korte ned reisetiden med Bergensbanen med omkring en time.

Planleggingen av FRE16 startet i 2016 og arbeidet har endt i en vedtatt reguleringsplan i 2020. FRE16 har vært et samarbeid mellom Statens vegvesen og Bane NOR. Rådgivere i denne fasen har vært konsulentgruppen NAA (Norconsult AS, Dr. Ing. Aas-Jakobsen AS og Asplan Viak AS) i august 2021 ble prosjektet overtatt av Nye veier. Prosjektet inneholder ny 4-felts motorveg fra Skaret til Hønefoss og dobbeltsporet jernbane fra Sandvika (Jong) til Hønefoss med stasjon på Sundvollen. Et oversiktskart over prosjektet er vist i Figur 1.



Figur 1: Oversiktskart FRE16

På Mælingen, ca. 6 km sørvest for Hønefoss (se Figur 2), er det planlagt å etablere en jernbanebru og to veibruer for E16. Som følge av det store antallet peler som ble lagt til grunn i den opprinnelige fundamenteringsløsningen, ble det foreslått av Norconsult å utføre et fullskalaforsøk som omfattet både prøvefyllinger og peleforsøk. Hensikten med fullskalaforsøket var å gi et sikrere grunnlag for beregning av pelebæreevne og setninger for ulike fundamenteringsmetoder for bruene. Bane NOR v/FRE16 var meget proaktive i denne prosessen, og valgte å bevilge store summer for gjennomføringen av fullskalaforsøket i det fulle omfanget som ble foreslått.

Det gikk fire år fra anbefaling om fullskalaforsøket til endelige resultater forelå. Tiden gikk til å få byggherre til å beslutte gjennomføring, prosjektering av forsøket, utarbeidelse av konkurransegrunnlag, inngåelse av kontrakt med entreprenør, samt utførelse og innhenting av resultater.

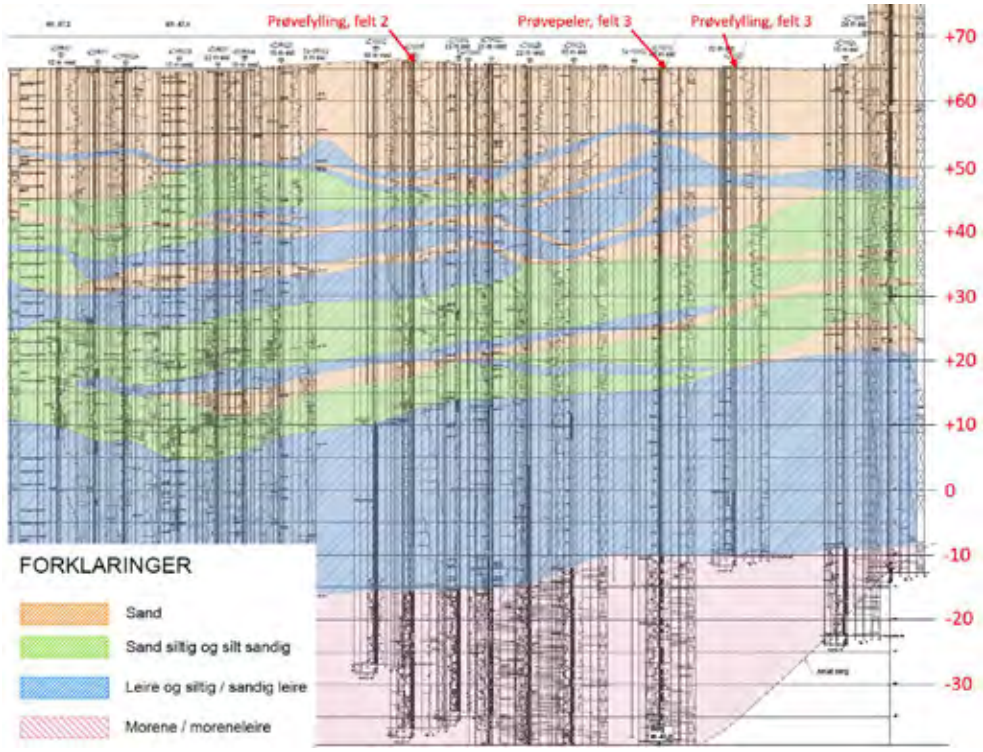
Denne artikkelen beskriver prosjekteringen og gjennomføringen av fullskalaforsøket, samt den påfølgende mulighetsstudien som ble utført for å vurdere alternative fundamenteringsmetoder.

Figur 2: Oversiktskart, Mælingen er markert med rødt (www.norgeskart.no)

PROSJEKTERING AV FORSØK

Det er store løsmasseavsetninger på Mælingen, med hovedsakelig sand i øvre 15-20 m, over vekslende lag med sand og leire av varierende mektighet til 45-55 m. Under dette er det i all hovedsak leire til over 80 m og derunder morene. Det er dypt til berg. Lengdeprofil over grunnforholdene på Mælingen er vist på Figur 3.

Jernbanebrua og de to veibruene for E16 som planlegges etablert i området har en lengde på ca. 900 m (30 akser) hver. I detaljplanens anbefalte løsning var det opprinnelig lagt inn 85 m lange friksjonspeler. Grunnet det store antallet akser/fundamenter, ville imidlertid denne løsningen medført et svært omfattende og kostbart fundamenteringsarbeid. Det ble i tillegg lagt til grunn strenge setningskrav med maksimal tillatt setningsdifferanse mellom nabofundamenter på 1‰ av spennvidden mellom fundamentene, dvs. 30 mm.



Figur 3: Lengdeprofil over grunnforholdene på Mælingen

Som følge av utfordrende grunnforhold, behov for et stort antall peler, samt strenge setningskrav, ble det foreslått av Norconsult å utføre et fullskalaforsøk som omfattet både prøvefyllinger og peleforsøk. Dette for å oppnå en mer nøyaktig bestemmelse av pelebæreevne og grunnens setningsegenskaper, samt for å kunne nærmere vurdere alternative og mer kostnadseffektive fundamenteringsløsninger.

NGI ble engasjert av Norconsult som underleverandør for å bistå med prosjektering av instrumentering, gjennomføring av instrumenteringsarbeider i felt, samt tolkning av resultater. NGI har også bistått med innmåling, datafangst og bearbeiding av resultatene.

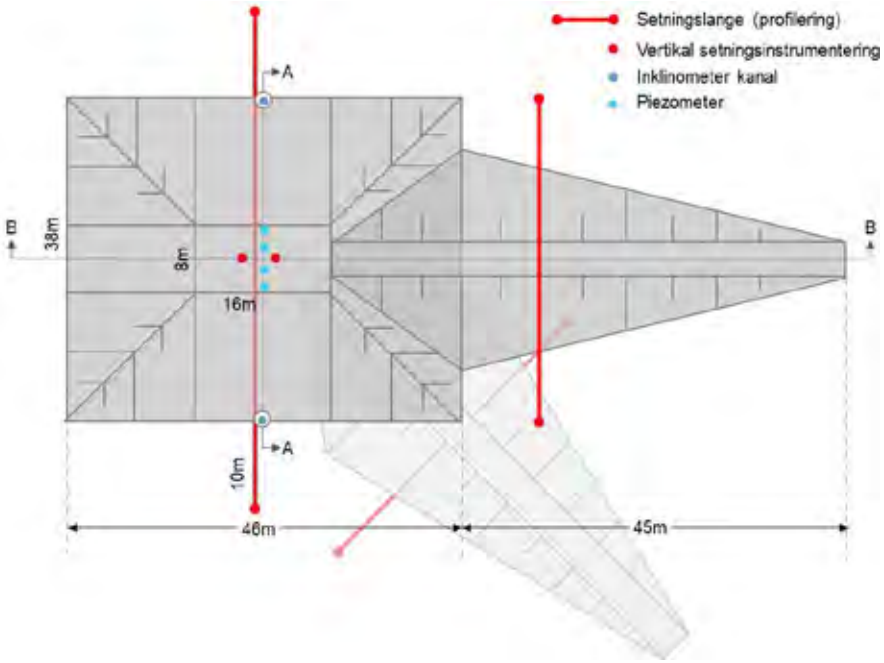
Det ble opprinnelig lagt opp til tre prøvefyllinger og to områder for peleforsøk på Mælingen, se Figur 4. Prøvefelt 1 i syd utgikk som følge av eksterne forhold, og det ble dermed kun utført fullskalaforsøk på prøvefelt 2 og 3. Totalt ble det altså etablert to prøvefyllinger (ved felt 2 og 3) samt ett felt for peleforsøk (ved felt 3). I forbindelse med prosjekteringen av fullskalaforsøket ble det også utført supplerende grunnundersøkelser for å bestemme nøyaktig plassering av prøvefeltene, samt for bestemmelse av pelelengder og nødvendige instrumenteringsdybder. Det ble også tatt opp flere prøveserier i de øvre sandlagene og utført ødometerforsøk på disse. Resultatene fra grunnundersøkelsene var viktige for å kunne kalibrere jordparameterne til bruk i Plaxis-/setningsberegninger opp mot målte resultater i felt.

Figur 4: Oversiktskart. Felt for fullskalaforsøk på Mælingen.

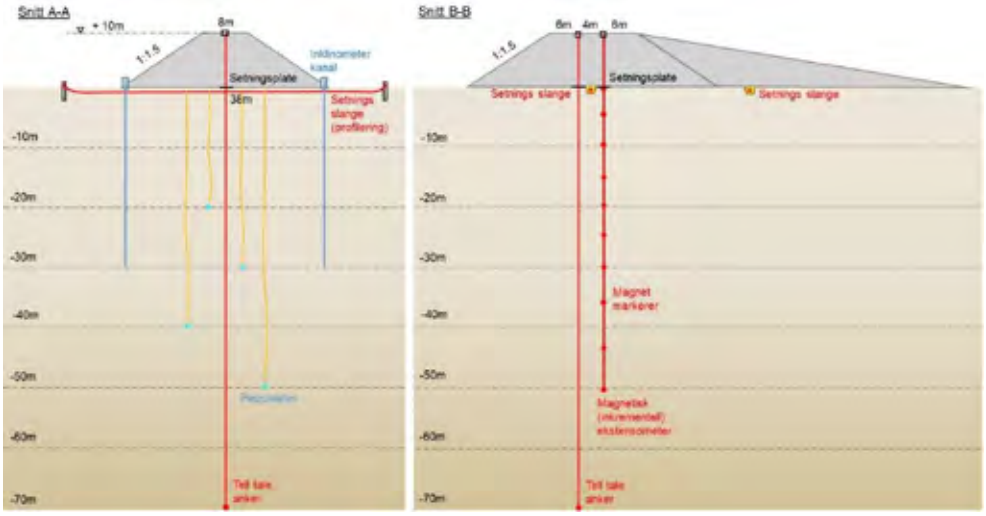
Prøvefyllinger

Prøvefyllingene ble prosjektert for å simulere lasten fra et brufundament. Prøvefyllingene var ca. 10 m høye, med helning på sideskråninger lik 1:1,5 og et fotavtrykk på ca. 40 x 50 m. På toppen av fyllingene ble det etablert et platå med størrelse 16 x 8 m som tilsvarer antatt dimensjon på et brufundament. Oppkjøringsramper ble også etablert for tilgang til instrumenteringen ved topp fylling.

Det ble installert omfattende instrumentering for å registrere setningene i grunnen under prøvefyllingene over tid. Under hver prøvefylling ble setningsforløpet mot dybden registrert ved hjelp av vertikale setningsmålere. I tillegg ble setningsprofiler på tvers av fyllingene målt ved hjelp av nedgravde setningsslanger. Horisontale deformasjoner i bakken ble målt på to sider av hver fylling ved hjelp av nedsatte inklinometerkanaler. Poretrykk ble også målt med piezometere i fire dybder under senter av hver fylling. Prinsipptegninger for prøvefyllingene og instrumenteringen er vist i plan og snitt på Figur 5 og Figur 6 under.



Figur 5: Plan prøvefylling med instrumentering, prinsipp.

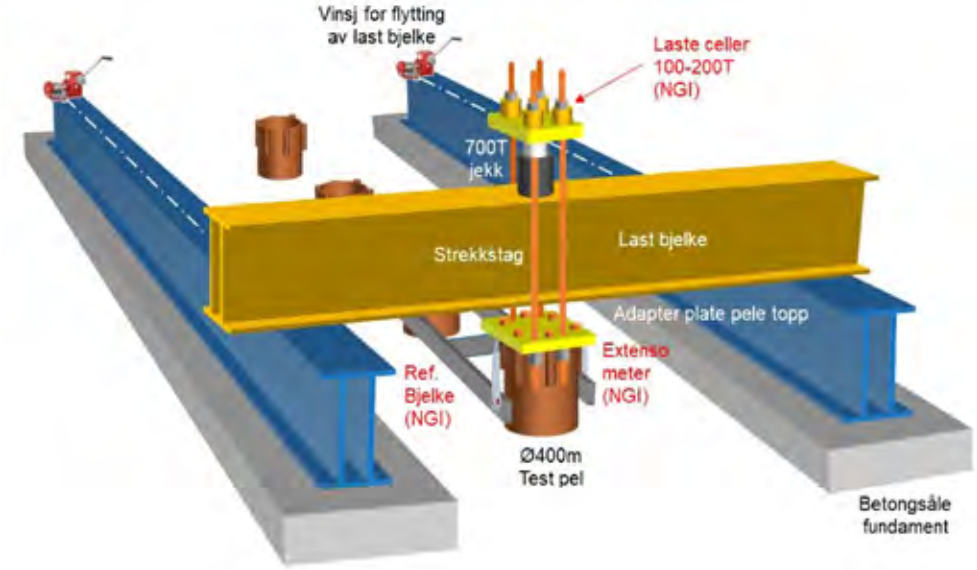


Figur 6: Snitt prøvefylling med instrumentering, prinsipp.

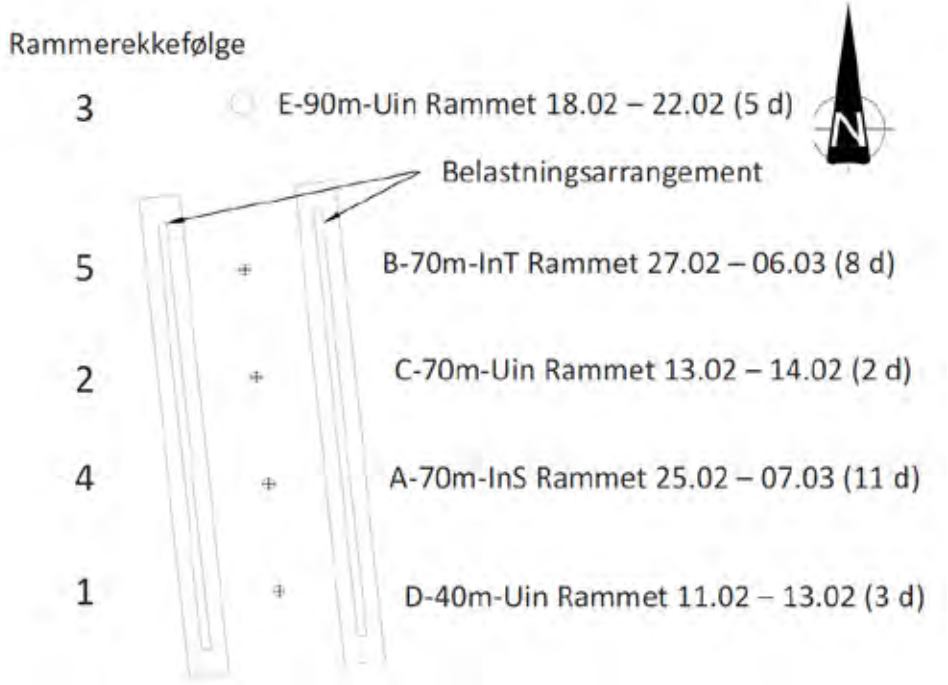
Peleforsøk

Peleforsøkene hadde som formål å komme frem til hvilke jordparametere og andre forutsetninger som bør legges til grunn ved beregning av bæreevne for friksjonspeler for fundamentering av de planlagte bruene. Det ble rammet totalt fem åpne stålrørspeler ved felt 3: tre Ø400-peler til 70 m dybde, én Ø400-pel til 40 m dybde og én Ø800-pel til 90 m dybde. To av de lange Ø400-pelene ble instrumenterte for å måle lastfordeling og forskyvninger med dybden. Den 40 m lange pelen ble etablert for å kunne sammenligne bæreevnen av en kortere pel avsluttet i de øvre løsmasselagene med bæreevnen av de lengre pelene, som ble avsluttet i den underliggende homogene leiren. Formålet med dette var å skaffe et bedre datagrunnlag for optimalisering av pelelengder og vurdering av alternative fundamenteringsmetoder.

Samtlige Ø400-peler ble strekkbelastet til brudd ved ulike tidspunkt etter installasjon, henholdsvis etter ca. 3, 9 og 18 måneder. Dette for å verifisere at det både i sand og leire kan skje en betydelig økning i bæreevne med tid. Ø800-pelen ble installert for å undersøke nødvendig rammenergi for å ramme aktuelle friksjonspeler ned til tilstrekkelig dybde. Denne pelen ble ikke strekkbelastet. En skisse av belastningsarrangementet som ble benyttet for strekkbelastning av Ø400-pelene er vist i Figur 7. Skisse av pelenes og belastningsarrangementets plassering er vist i Figur 8.



Figur 7: 3D-skisse av belastningsarrangement



Figur 8: Prøvepelenes plassering på felt 3

GJENNOMFØRING OG RESULTATER

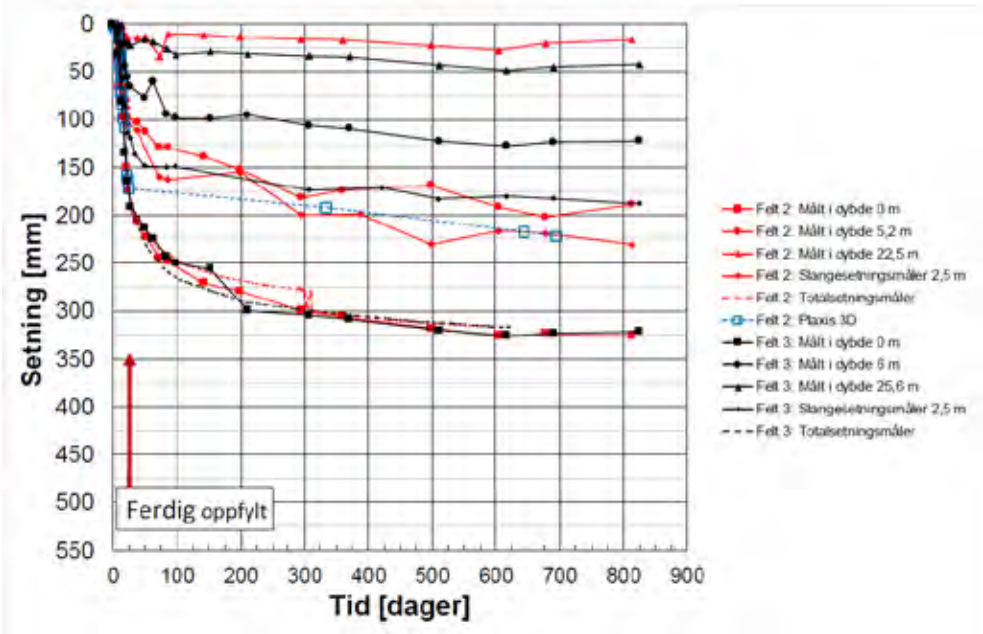
Prøvefyllingene ble etablert i januar og februar 2019, og pelene ble rammet i februar og mars 2019. Anleggsarbeidet ble utført av Contexo AS. Seierstad Pelemaskiner AS ble benyttet som underleverandør for peleramming. NGI hadde ansvaret for instrumenteringen, og samarbeidet tett med entreprenør i felt for å sikre riktig montering.

For oppfylling av prøvefyllingene ble det benyttet sandmasser fra Prestmoen grustak som ligger i nærområdet. Selve oppfyllingen og instrumentmonteringen gikk som planlagt, men i ettertid var det utfordringer knyttet til sandflukt fra fyllingene. Fyllingene ble derfor kledd med kokosnett og sådd med gress. Et oversiktsbilde over prøvefeltene er vist i Figur 9.

Figur 9: Prøvefylling 3 og felt for prøveforsøk i forgrunnen, prøvefylling 2 i bakgrunnen.

Setningsmålinger ble utført kontinuerlig og ble avsluttet etter ca. 2,5 år. Setningsutviklingen hadde da i praksis flatet helt ut for begge prøvefyllingene. Målt og beregnet tidsforløp for setningene under begge prøvefyllingene er vist i Figur 10. Av figuren fremkommer det at det generelt er god overenstemmelse i tidsforløp mellom de to prøvefyllingene. Målingene viser at mesteparten av totalsetningene over tid skjer i de øvre sandlagene (i de øvre ca. 22 m), og at en meget betydelig andel av disse (>50%) skjer i de øvre ca. 5 m. Målingene viser også at det påløper betydelige setninger med tid etter ferdig oppfylling, men at de dypereliggende leirlagene (> ca. 22 m dybde) i liten grad påvirkes av den økte belastningen fra prøvefyllingene. De øvre sandlagene har høy permeabilitet, og setningene som påløper etter ferdig oppfylling kan derfor ikke forklares med dissipasjon av poretrykk over tid. Setningene kan delvis forklares med krypsetninger i de øvre sandlagene, men målt økning i setninger etter ferdig oppfylling er vesentlig større enn beregnet krypsetning basert på ødometerforsøk av sandlagene som ble utført med «overnattingstrinn» for måling av kryp. Mye av setningene

skjer som nevnt helt i toppen av avsetningen, og «langtidssetningene» i de øvre sandlagene kan derfor også ha sammenheng med innslag av organisk materiale, eventuelt at masseutskiftningen av det øverste matjordlaget under prøvefyllingene ikke har vært helt fullstendig.



Figur 10: Sammenlikning mellom målt tidsforløp for prøvefylling 2 og 3 og beregnede setninger for prøvefylling 2 i Plaxis 3D

Rammingen av pelene og montering av instrumentering på disse gikk i hovedsak som planlagt, men det var noen utfordringer knyttet til trekking av kabler til strekklappene på den ene pelen. Det var også generelt mer tidkrevende å ramme de instrumenterte pelene da det var et møysommelig arbeid med å påse riktig montasje av instrumenteringen. Pelene ble i tillegg rammet på vinterstid under svært kalde forhold (se Figur 11), noe som ytterligere kompliserte arbeidet med instrumentmonteringen. I Figur 8 er det angitt antall dager det tok for ferdig installasjon av alle pelene. Her fremkommer det at det gikk betydelig raskere å ramme de uinstrumenterte pelene (2-3 dager) i forhold til de instrumenterte pelene (8-11 dager).

Under ramming ble det for alle pelene foretatt bevegelsesmålinger for å registrere elastisk stukning og synk per slag. I tillegg ble hele rammeforløpet dokumentert med synkningsmålinger. Parallelt med dette ble det utført PDA-målinger. Det ble videre foretatt pluggmålinger for å få en indikasjon av bevegelsen av jordvolumet inne i de åpne pelene ved ramming.

Figur 11: Ramming av prøvepler

Etter nedramming ble pelene strekkbelastet i ulike tidsintervall som beskrevet i forrige kapittel. Bilde av belastningsarrangementet er vist i Figur 12.

Detaljerte resultater fra belastningsforsøkene blir presentert i egen artikkel 44 på Geoteknikkdagen 2021, Karlsrud et al (2021). Kort oppsummert viste resultatene at alle pelene fikk en økning av bæreevne over tid. For den 70 m lange uinstrumenterte pelen var målt bæreevne opp mot 30% lavere enn hva som var beregnet før peleforsøkene ble utført. For den 40 m lange uinstrumenterte pelen var det imidlertid meget godt samsvar mellom målt og beregnet bæreevne. Disse to resultatene antyder at det var sidefriksjonen i den relativt homogene siltige leira under ca. 40 m dybde som ble overestimert for den 70 m lange uinstrumenterte pelen.

For de to instrumenterte pelene var målt bæreevne kun ca. 50% av beregnet bæreevne. Karlsrud et al (2021) forklarer dette ved at det for disse to pelene var flere dagers lange avbrekk i ramming mellom de fire ulike segmentene pelene var sammensatt av. Dette har ført til at leira nærmest pelens overflate har rekonsolidert og «grodd fast». Ved videre ramming førte dette til at det ble «blokket ut» et hull som var større enn pelens diameter. Dette bidro til å skape lave horisontalspenninger og dermed også lavere sidefriksjon mot den etterfølgende del av pelen som ikke hadde noe fastgrodd lag av leire på seg. Dette er så vidt vites et helt nytt fenomen som ikke har vært beskrevet i tidligere litteratur som omhandler resultater fra belastningsforsøk på peler.

Det var en rekke eksterne forhold som ble fulgt opp i forbindelse med gjennomføringen av fullskalaforsøket. Det er tilgrensende verneverdige naturområder på Mælingen, og det ble derfor satt strenge krav til måling av støy, støv og vibrasjoner. Dette med hensyn til beboerne samt fuglelivet i området. Videre kan nevnes at det var visse utfordringer knyttet til gjennomføring av feltarbeidene på vinteren. Det var som nevnt over flere perioder med meget lave temperaturer, noe som blant annet gjorde det utfordrende å montere måleinstrumentene. Frossen mark gjorde imidlertid anleggsplassen mer fremkommelig i områder der det ellers ville vært relativt utfordrende å operere tunge anleggsmaskiner.

Det ble gjennomført en serie ekspertgruppemøter både før og underveis mens feltarbeidet pågikk. I disse møtene deltok fageksperter og representanter fra både byggherre (Bane NOR og Statens vegvesen/Vegdirektoratet) og rådgiverne (Norconsult og NGI). Disse møtene var svært nyttige og engasjerende, og sørget for at prosjektet fikk en god forankring hos de involverte partene. Møtene ble også benyttet til å gjøre nødvendige justeringer i programmet for belastningsforsøk. Oppsummert har samarbeidet mellom byggherre, rådgivere og entreprenør vært meget godt.

Figur 12: Belatsningsarrangement for strekkbelastning av peler. Prøvefylling 3 i bakgrunnen.

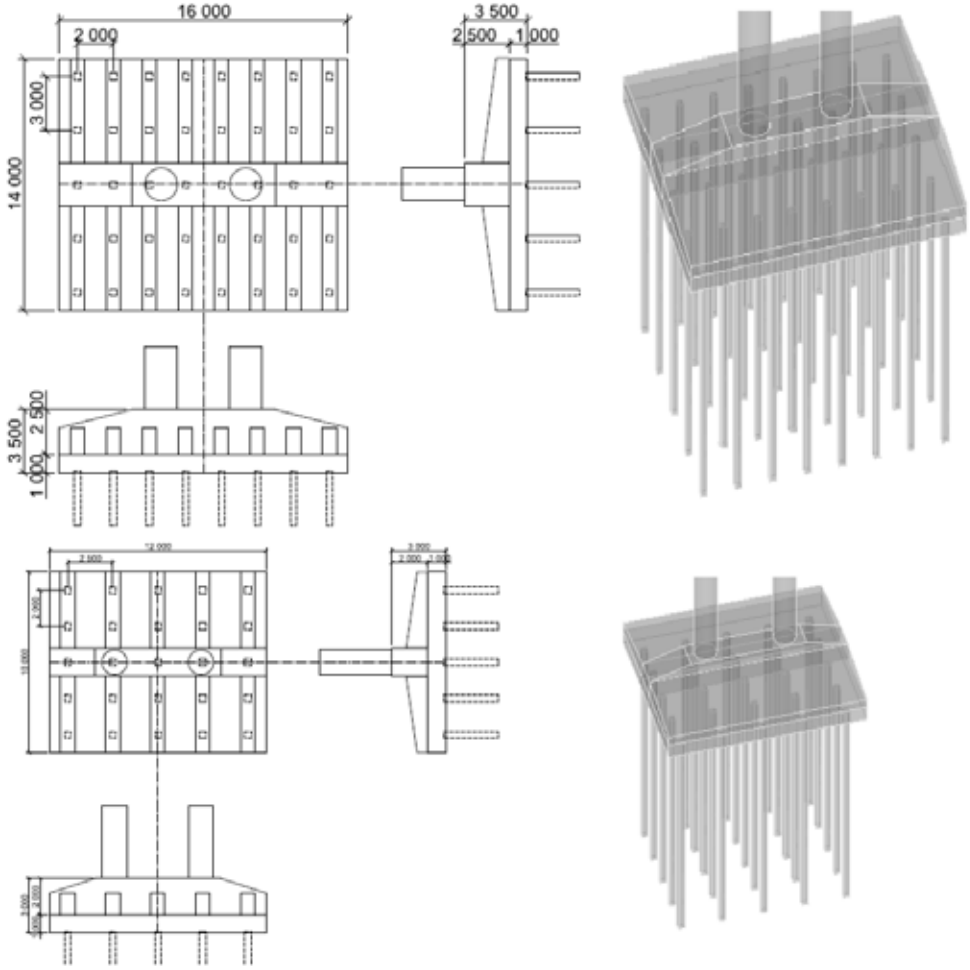
MULIGHETSSTUDIE FOR ALTERNATIV FUNDAMENTERING

Etter at feltarbeidene var avsluttet ble det igangsatt en mulighetsstudie basert på resultatene fra fullskalaforsøket. Formålet med mulighetsstudien var å vurdere egnetheten av alternative, og mer kostnadseffektive, fundamenteringsmetoder til detaljplanens anbefalte løsning med 85 m lange friksjonspeler.

Utførte vurderinger og analyser viste at grunnforsterkning i de øvre sandlagene vil være nødvendig ved direktefundamentering av bruene for å tilfredsstille kravet om maks 30 mm differansesetning mellom nabofundamenter. I mulighetsstudiet ble det vurdert ulike grunnforsterkningsmetoder, dvs. dypkomprimering med vibrosonde, dypkomprimering med fall-lodd, gruspeler og kombinasjonsfundamentering (direktefundamentering med korte friksjonspeler av betong). Det ble vurdert at alle disse metodene ville kunne tilfredsstille setningskravet, men kombinasjonsfundamentering ble til slutt ansett som den mest aktuelle metoden. Dette fordi metoden anses å gi større spillerom mht. tilpasning ved eventuelt lokalt avvikende grunnforhold i fundamentpunkter enn det de andre vurderte metodene gjør, spesielt dersom den kombineres med forbelastning av fundamentene før brubanen etableres.

Med «kombinasjonsfundamentering» forstås et samvirke mellom platefundament (direktefundamentering) og rammede, relativt korte friksjonspeler (10-20 m) i et tett rutemønster. Metoden benyttes vanligvis som setningsreduserende tiltak der det er store dybder til faste masser/berg, som på Mælingen. Hensikten med metoden er å utnytte både bæreevne under fundamentplata ved kontakt mot undergrunnen, og samtidig spissbæring og friksjonsbæreevne for peler. Dette medfører at tilleggsspenninger i grunnen reduseres i øvre jordlag ved at last føres ned i dypere lag via pelene. Dette er en metode der man utnytter samvirke mellom jorda og ulike konstruksjonselementer i form av peler og fundamentplate. Prinsippskisser av anbefalt løsning med kombinasjonsfundamentering er vist i Figur 13.

Den anbefalte løsningen med kombinasjonsfundamentering medfører en besparelse for brufundamenteringen på ca. 350 millioner kroner i forhold til opprinnelig løsning. Til sammenligning var totalkostnaden for utførelsen av fullskalaforsøket ca. 40 millioner kroner.



Figur 13: Prinsippskisser av kombinasjonsfundamentering for jernbanebrua (øverst) og veibruene (nederst). Fundamentene for jernbanebrua er større fordi disse har betydelig større laster enn fundamentene for veibruene.

KONKLUSJON

I forbindelse med Ringeriksbanen og E16 – fellesprosjektet (FRE16) er det planlagt å etablere en jernbanebru og to veibruer for E16 med lengde på ca. 900 meter på Mælingen. Som følge av utfordrende grunnforhold, kostbar fundamenteringsløsning, totalentreprise og strenge setningskrav ble det besluttet å utføre fullskalaforsøk, som omfattet både prøvefyllinger og peleforsøk. Hensikten med fullskalaforsøket var å gi et sikrere grunnlag for beregning av bæreevne av peler og setninger ved oppfylling for vurdering av alternative, og mer kostnadseffektive, fundamenteringsmetoder for bruene.

Det ble etablert to prøvefyllinger og ett felt for peleforsøk. Prøvefyllingene ble utformet for å simulere lasten fra et brufundament. Det ble rammet totalt fem peler, og utført forsøk med

strekkbelastning på fire av disse ved ulike tidspunkt etter installasjon. Det ble installert omfattende instrumentering for å registrere setningene i grunnen under prøvefyllingene over tid. To av pelene ble også instrumentert for å måle last-deformasjonsoppførsel under strekkbelastningene.

Setningsmålinger ble utført kontinuerlig og ble avsluttet etter ca. 2,5 år. Setningsutviklingen hadde da i praksis flatet helt ut for begge prøvefyllingene. Strekkbelastningen av pelene viste at det var noe avvik mellom målt og beregnet bæreevne, spesielt for de instrumenterte pelene. Det store avviket for de instrumenterte pelene kan forklares med at leira nærmest pelens overflate har rekonsolidert og «grodd fast» når det har vært lengre stopp i rammingen. Dette har ført til at det ble «blokket ut» et hull som var større enn pelens diameter, noe som i sin tur har ført til redusert bæreevne ved videre ramming. Dette er så vidt vites et helt nytt fenomen som ikke har vært beskrevet i tidligere litteratur som omhandler resultater fra belastningsforsøk på peler.

Resultatene fra fullskalaforsøket er blitt benyttet i en påfølgende mulighetsstudie for vurdering av alternative fundamenteringsmetoder. Mulighetsstudien konkluderte med en anbefaling om kombinasjonsfundamentering, dvs. direktefundamentering med korte friksjonspeler av betong. Bane NORs valg om å investere i fullskalaforsøket har gitt uttelling, og prosjektet har medført mulighet for store samfunnsøkonomiske besparelser knyttet til fundamenteringsarbeidene for bruene på Mælingen. Det er beregnet en besparelse på ca. 350 millioner kroner i forhold til opprinnelig fundamenteringsløsning. Faglig har fullskalaforsøkene også bidratt med store mengder verdifulle data som vil kunne danne grunnlag for fremtidig forskning.

Det har gjennom hele prosjektet blitt gjennomført en serie ekspertgruppemøter med fageksperter og representanter fra både byggherre (Bane NOR og Statens vegvesen/Vegdirektoratet) og rådgiverne (Norconsult og NGI). Disse møtene var svært nyttige og engasjerende, og har underbygget det gode samarbeidet som har vært mellom partene gjennom hele prosjektet.

REFERANSER

Karlsrud, K., Sparrevik, P., Strømme Ofstad, C., Ellingbø, O., og Brattensborg, G. (2021) «Stor-skala peleforsøk i lagdelt sand og leire, effekt av tid og stopp underramming» Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk og Geoteknikkdagen 2021, artikkel 44.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

STORSKALA PELEFORSØK I SAND OG BLØT LEIRE, EFFEKT AV TID OG STANS I DRIVING

Large Scale Pile Load Tests in Mixed Sand and Soft Clay Ground, Impact of Ageing and Stops in Driving

Kjell Karlsrud, Dr. Philos, Norges Geotekniske Institutt
Christian Strømme Ofstad, Sivilingeniør, Norges Geotekniske Institutt
Per Sparrevik, Sivilingeniør, Norges Geotekniske Institutt
Ola Ellingbø, Sivilingeniør, Norconsult AS
Gry Brattensborg, Sivilingeniør, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med planlagte broer for Ringeriksbanen ved Mælingen nær Hønefoss er det utført aksiale belastningsforsøk i strekk på fire åpne rørpeler med diameter 406 mm. Tre ble rammet til 70 m dybde og en til 40 m dybde. Det ble også prøverammet en større pel med diameter 813 mm til 90 m dybde. En av 406 mm pelene var instrumentert med strekklapper for å bestemme fordeling av last og sidefriksjon langs pelen. Grunnforholdene består av både sand og leirlag. Belastningsforsøkene ble gjort etter 3, 9 og 18 måneder etter pelene var rammet for å få frem betydning av tid for bæreevnen. Forsøksresultatene er presentert og sammenliknet mot beregning av bæreevne gjort forut for forsøkene. Et viktig resultat fra forsøkene er at bæreevnen for to av pelene bare var ca. 50 % av hva som var beregnet. Årsaken til dette synes å være at det var flere dager stopp i ramming av disse pelene har ført til at leire under slike stopp har grodd fast til pelene og gitt en lokalt forstørret ekvivalent diameter. Dette har ført til lokalt små horisontalspenninger og sidefriksjon langs deler av disse pelene. For peler uten lengre stopp under ramming samsvarer målt bæreevne ganske godt med hva som var beregnet. Av praktiske årsaker er artikkelen skrevet på engelsk da den skal publiseres i en internasjonal journal.

SUMMARY

A series of axial load tests in tension have been carried out on open ended driven steel pipe piles with diameter 406 mm and length 70 m and 40 m. At the test site the ground consists of layers of loose fluvial sand and soft silty marine clay deposits. One test pile was well instrumented with strain gauges. The main scope of the test program was to verify design methods including time effects for pile foundation for new bridges

at the site. To verify time or ageing effects the piles were load tested 3, 9 and 18 months after installation. The test results are presented in some detail and compared to bearing capacity and load-displacement response predicted prior to pile installation. An unexpected result of the test program was that several days of stops in driving due to welding of the pile segments and connecting of the instrumentation, had a major negative impact on the ultimate bearing capacity of the instrumented pile, which failed at about 50% of the predicted values. Non-instrumented test piles with shorter stops due to welding of segments gave bearing capacities in reasonable agreement with predicted values.

INTRODUCTION

Three 900 m long bridges for a new two-tracks railway line and a 4-lane highway are presently under planning at Mælingen near the city of Hønefoss, about 40 km northwest of Oslo. The soil conditions at the site consists of a relatively loose sand deposits to about 9 m depth, followed by a 9 m clay layer, then mixed or stratified sand and clay layers to about 40 m depth, and finally a more than 50 m thick layer of fairly homogeneous silty clay.

Initial plans suggested that the bridge foundations could consist of driven open-ended steel pipe piles. Due to the mixed ground conditions the railway and road authorities agreed to a proposal by the design group to undertake a series of pile load tests to both verify calculated bearing capacities in the actual type of mixed ground conditions, and also to determine the effect of time on the bearing capacity. As documented by for instance Chow et al. (1998), Axelsson (2000), Bullock et al. (2005), Jardine et al. (2006), Karlsrud et al. (2014) and Gavin et al. (2015), the bearing capacity can increase significantly with time both for driven piles in clay and sand, in some cases by more than 100% in sand deposits. The ageing effect was therefore an important factor to consider in pile design and to verify by the load testing program.

The axial load testing program at the site were undertaken on four open-ended steel pipe piles with diameter of 406.4 mm and wall thickness of 12.5 mm, whereof 3 were driven to depth of 70 m and one to 40 m. One pile was instrumented with strain gauges, and one with tell-tale rods. The piles were load tested at various times after pile driving, ranging from about 3 to 18 months. This paper presents and discuss key results from the individual pile load tests. A main objective is comparing the a priori ”Class A” (Lambe 1973) predicted bearing capacities to those measured, and to quantify the impact of several days of stoppage during the pile driving on their bearing capacity.

GROUND CONDITIONS

The test site lies close to the river Storelva, which over the years have meandered across a generally flat area. The area lies at elevation +65,4 and is occasionally flooded during periods of extreme precipitation and/or rapid snowmelt. The site investigations near the centre of the test field included a rotary percussion sounding to 85 m depth, a cone penetration sounding (CPTU test) to 77 m and 76 mm piston sampling to 75 m, see Figure 1.

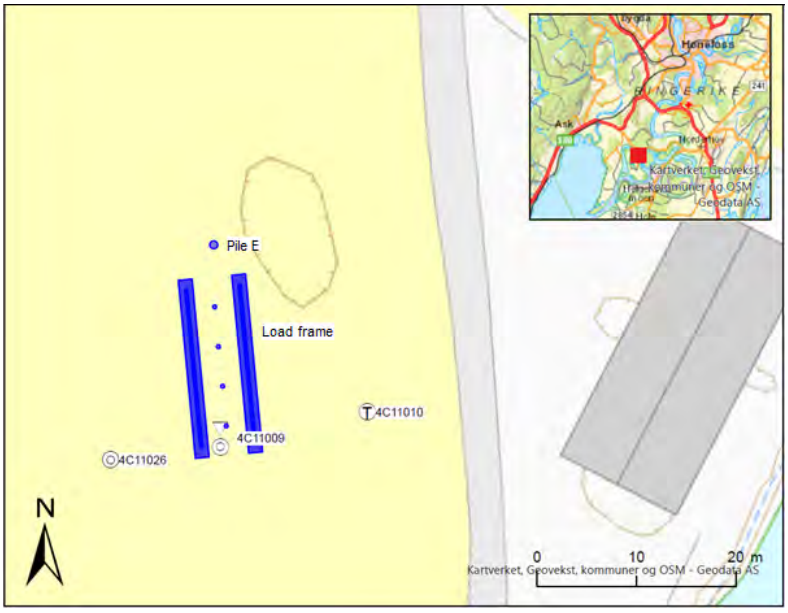


Fig. 1. Location of test site and borehole 4C11009.

The CPTU results presented in Figure 2 and Figure 3 give the most detailed picture of the soil stratification, which can be summarized as presented in Table 1. Clay layers are those with corrected tip resistance, q_t, smaller than 1 to 3 MPa, and a clear positive excess pore pressure response, Δu. The seams or layers of sand are those with tip resistance larger than about 6 MPa, and low pore pressure response. In geologic terms the soils below about 9 m depth are assumed to be deposited in a marine post-glacial environment. The upper sand layers are more recent sands deposited by the main river Storelva, which has passed and eroded through an area with large glacio-fluvial ice-front deposits further north. The sand layers at larger depths are probably a combination of old delta front river deposits or fluvial wash-out deposits from an old delta front.

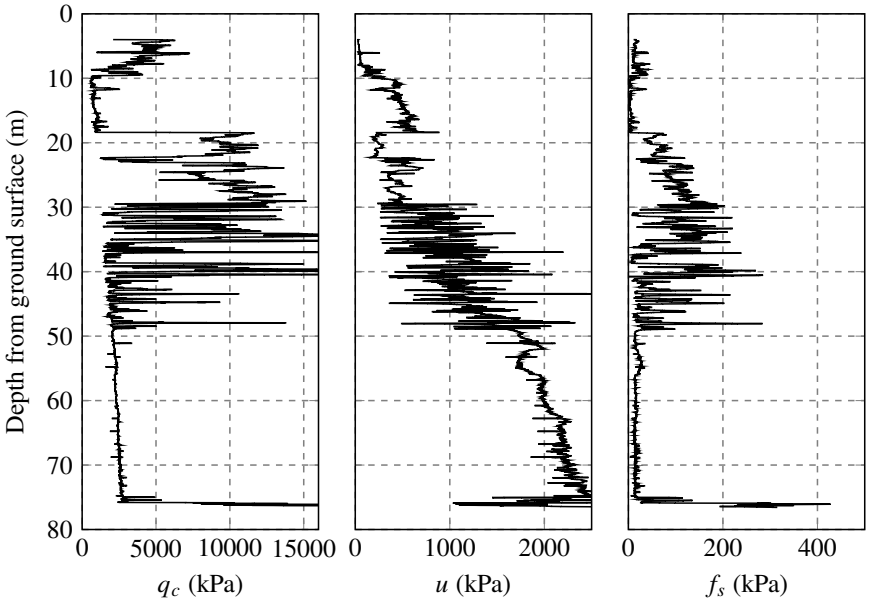


Fig. 2. Presentation of CPTu conducted in borehole 4C11009.

Figure 3 shows a more detailed presentation of the CPTU results from the depth range 29 - 47 m where the very layered zone is encountered. This figure shows that out of the 18 m thickness of this layer, about 43% can be classified as clay and 57% as sand or silt.

Figure 4 summarizes index type soil properties determined on 76 mm piston samples. It confirms what the CPTU suggested, that the soils consist of a mixture of sand and clay layers, with the clay layers dominating in the bottom part below 45 m and sand in the top. The water content of the clay layers lies in the range 25 to 40%, and they are rather silty with plasticity index, I_p, in the range 7 to 21%, with the largest I_p-values at the top of the lower homogeneous clay layer starting at depth of about 48 m.

The sand layers generally show water content in the range 25-30%. Figure 5a summarize results of grain size analyses on sand layers in terms of values of 10% and 60% passing (D_{10} and D_{60}). Combined with results from a number of adjacent borings, the sand can be classified as medium to fine in the upper 5 to 10 m of the deposit, and as fine silty sand at larger depths. The uniformity coefficient defined as D_{60}/D_{10} varies significantly at all levels, ranging from about 2 to 20.

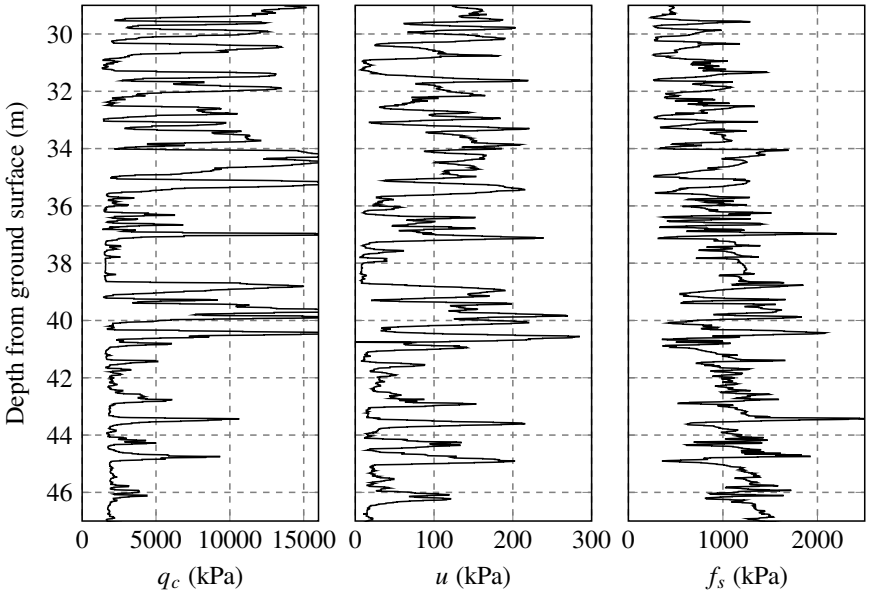


Fig. 3. Detailed presentation of CPTu results between 29 and 47 m conducted in borehole 4C11009.

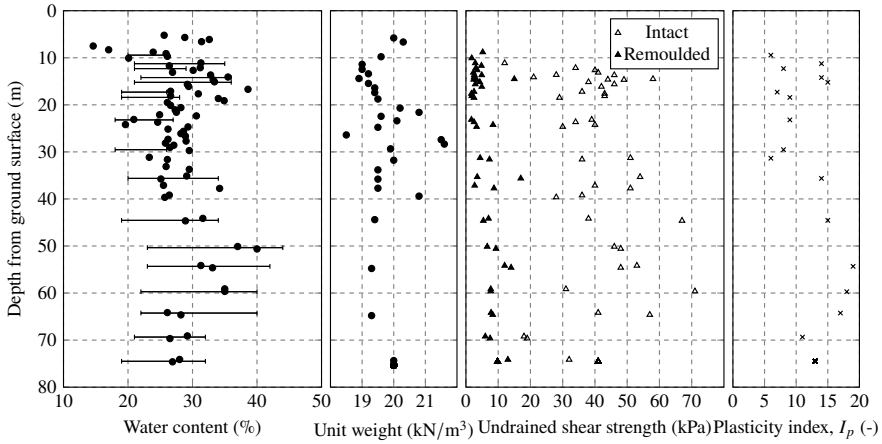


Fig. 4. Results of index testing on samples from borehole 4C11009.

Table 1. Simplified description of soil stratification.

Depth below ground level (m)	Soil type
0 - 0.5	Cultivated topsoil
0.5 - 9	Fine to medium sand
9 - 18	Silty clay
18 - 29	Fine to medium sand with some silt/clay layers
29 - 48	Very layered (varved) silt/sand/clay
48 - 75	Silty clay
> 75	Sand/moraine

The total unit weights are as expected closely related to the water content and is typically 19.5 kN/m^3 for most of the clay layers and 19.8 kN/m^3 for the sand layers, see also Table 2 which summarize soil parameters assumed when predicting the bearing capacity in advance of the pile load tests.

Figure 5b presents the preconsolidation pressures determined from oedometer tests on samples from a borehole some 400 m south of the test site. On this basis, and considering that the deposit in geologic terms can be assumed to be normally consolidated, but will have developed an apparent overconsolidation ratio, OCR, due to long-term creep effects (e.g. Bjerrum (1973)), it is assumed an apparent overconsolidation ratio of OCR = 1.3.

Unconfined compression tests and fall-cone tests on the 76 mm samples suggest an undrained strength of the clay layers in the range 40 to 60 kPa, somewhat increasing with depth. CAUC triaxial tests, direct simple shear tests and oedometer testing were undertaken on the 76 mm piston samples. It can, however, not be expected to achieve high quality test results on samples of soft essentially normally low-plastic clays, and this becomes more of an issue the deeper the sample, see for instance Lunne et al. (2006) and Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013). The assessment of apparent preconsolidation pressure and undrained shear strength values of the clay were therefore mainly based on the correlations to the CPTU cone resistance values proposed by Karlsrud et al. (2005), and the database and correlations established from results of testing of very high-quality block samples taken on a large range of mostly Norwegian marine clay deposits (Karlsrud & Hernandez-Martinez 2013).

Figure 6 compares the undrained (active) compression strength, c_{uA} , determined from anisotropically consolidated triaxial compression tests (CAUC tests) compared to values derived from the CPTU sounding. The values based on the CPTU sounding were derived using both the measured corrected tip resistance, q_t, and the corresponding cone factor, N_{kt}, and the generated excess pore pressure, Δu, using the cone factor, $N_{\Delta u}$. The figure

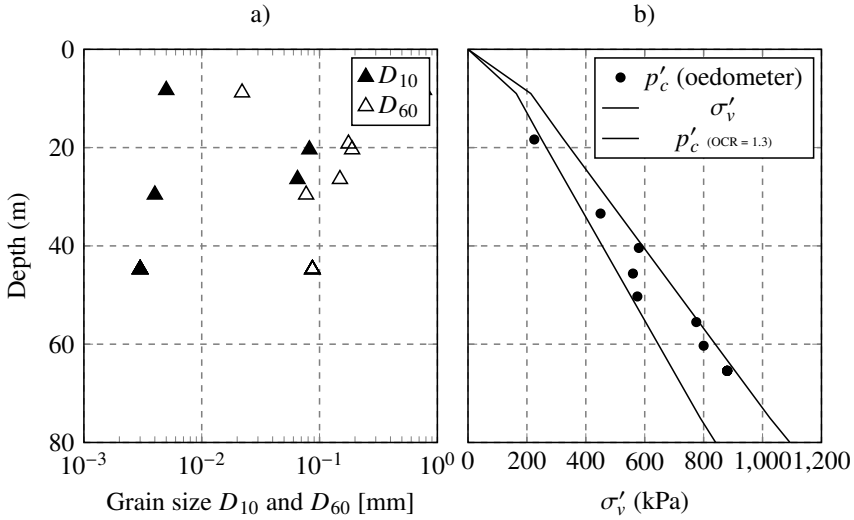


Fig. 5. a) Summary of grain sizes D_{10} and D_{60} for sand layers from sieve analyses on selected samples from borehole 4C11009 and b) preconsolidation pressures from oedometer tests on samples from borehole 4C10018 and assumed based on long-term creep effects.

also shows strengths derived empirically from the SHANSEP approach (Ladd & Foott 1974), see Equation 1:

$$c_{uA} = S \cdot OCR^m, \tag{1}$$

where S is the normalised strength for truly normally consolidated clay with OCR = 1 and m is an exponent. Based on the empirical database by Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013) it was selected S = 0.28 and m = 0.7. Based on the assumed OCR = 1.3 this gives

$$c_{uA} = 0.336\sigma'_{v0}, \tag{2}$$

where σ'_{v0} is the vertical effective stress.

The recommended undrained shear strength profile in Figure 6 mostly follows the SHANSEP line, and the profile derived from the CPTU $N_{\Delta u}$ correlation. Note that the high undrained strengths determined by the CAUC triaxial tests on the samples from around depths of 30 m and 45 m are related to very strong dilation at large strains. This is an effect of sample disturbance (volume reduction when the sample is consolidated) commonly observed in undrained CAUC tests on very silty clays or clayey silt samples, see for instance Lunne et al. (2006), Berre et al. (2021) and Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013).

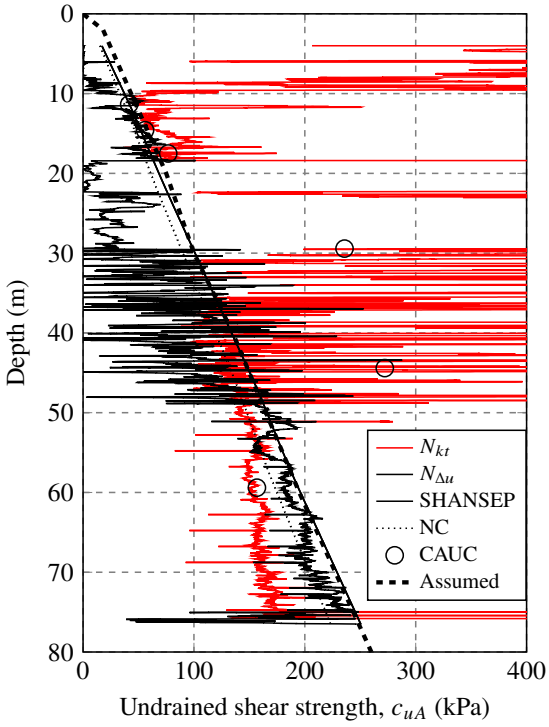


Fig. 6. Summary of active undrained triaxial compression strength from CAUC triaxial tests and assessed from CPTU boring and SHANSEP approach, borehole 4C11009.

The ultimate shaft friction along clay layers was predicted by the method proposed by Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014). This use as basis the undrained direct simple shear strength, c_{uD}, determined on high quality samples. Based on correlations proposed by Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013) it was assumed that c_{uD} = 0.68 c_{uA} for this case.

TEST PILES AND LOAD TESTING PROGRAM

Table 2 gives an overview of test piles installed at the site and Figure 7 indicates their relative location and time of installation, all dates being in 2019. Piles A to D were set at a spacing of 4.015 m, with pile E was placed 6.1 m beyond pile B. All piles were driven open-ended, with a stick-up of 2.0 m at the end of driving. Note that test pile E was just a driving test for a pile potentially to be used for the planned bridge foundations, and

was not load tested.

Table 2. Overview of installed test piles.

Pile (–)	Outer diameter [mm]	Pile Length L (m)	Wall thickness [mm]	Number of segments (-)
A-70m	406.4	72	12.5	4 x 18 m
B-70m	406.4	72	12.5	4 x 18 m
C-70m	406.4	72	12.5	4 x 18 m
D-40m	406.4	42	12.5	3 x 14 m
E-90m	812.8	90	16 5	5 x 18 m

Pile A was instrumented with resistance type strain gauges placed at 6 m depth intervals starting 1.0 m below ground and the lowest at 67.0 m, 3 m above the pile tip. At all levels there were two strain gauges diametrically placed. These were welded in place in a factory shop. The cabling was placed along the outside face of the piles and protected by an angular 75x75x6 mm steel profile.

Pile B was instrumented with tell-tale rods at three levels, also welded to the pile segments in a workshop. Unfortunately, the connection between the tell-tale rods broke at the segment interfaces during pile driving, so no data were retrieved from this instrumentation. Piles C and D were without any instrumentation. The test piles were only load-tested in tension. Figure 8 illustrates the reaction frame used. It rests on solid concrete foundations and I-beams. Loads were applied by a hydraulic jack and a manually controlled actuator, sitting at the top of the reaction frame and transferring loads through four tension bars to the pile top. Each of the four tension bars were connected to a separate vibrating wire type load cell. During loading the pile top displacement was logged continuously using a linear variable differential transformer (LVDT), connected to a lightweight aluminium beam supported at the two of the other piles at least 4 m away from the pile being tested.

DATA FROM PILE DRIVING

The test piles were driven with a 10 ton (100 kN) hydraulic hammer. The 70 m long test piles were for the last 30 m or so driven with an energy of 70 kNm and the blow count was then typically 30 blows per m for all piles during this last phase of driving. The level of the soil plug inside the piles was measured during driving. Figure 9a shows the absolute level of the soil plug relative to ground level. Figure 9b shows the incremental plugging ratio, Δp, as a function of driven pile depth. The incremental plugging ratio,

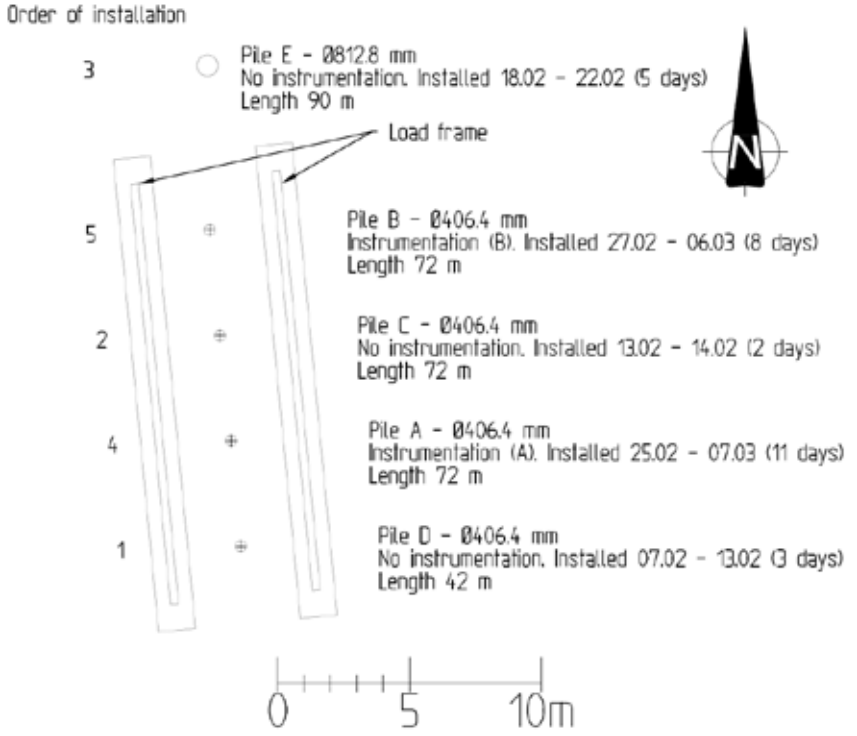


Fig. 7. Relative location of test piles and dates of pile installation.

Δp is given by:

$$\Delta p = 1 - (r_0 - a)^2 \cdot \frac{L - \Delta Z_p}{r_0^2 \cdot \Delta L}, \tag{3}$$

where r_0 = external pile radius, a = wall thickness of pile, L is the total pile length, ΔL = length of pile driven into the ground at any stage and ΔZ_p = Change in depth from ground level to the top of the soil plug for a given value of ΔL. When $\Delta p = 0$ there will be no tendency for plugging, and when $\Delta p = 1$ there will be full plugging effect and no soil filling the pile.

Figure 9b also shows with shaded colour at what levels there are sand layers in the ground. The following observations can be made from this:

1. Partial plugging occurred to a variable extent when driving through the upper 50 m, with a plugging ratio mostly in the range $\Delta p = 0.3$ to 0.6.

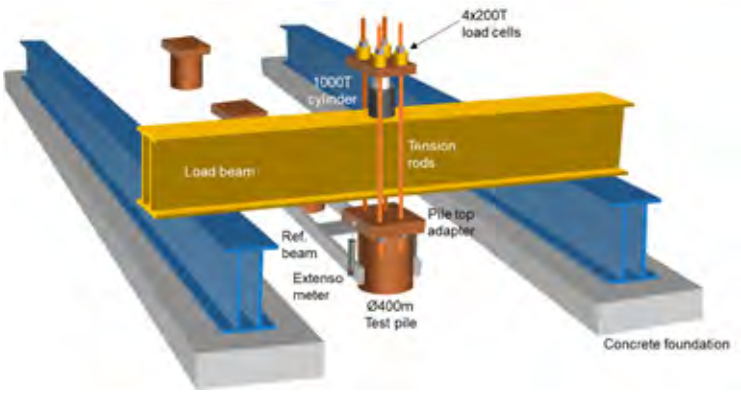


Fig. 8. Illustration of loading arrangement.

2. Through the clay layers from 50 to 70 m depth the plugging ratio dropped to typically $\Delta p = 0.2$.
3. There is no apparent difference in plugging ratio between piles C and D, which were driven with shorter stops between segments than for piles A and B with longer stops, see Figure 9b.
4. The large 812 mm diameter pile E showed as expected much smaller degree of plugging, than the other 406 mm piles.

LOAD TESTING PROGRAM AND PREDICTED BEARING CAPACITY PRIOR TO LOAD TESTING

Table 4 presents the load testing program for each pile. To determine the possible effects of ageing or time effects the pile load tests were carried out at typically 3, 9 and 18 months (mo) after completion of pile installation. Past experiences have suggested that repeated load testing of the same pile can show very different time or ageing effects than when testing piles a first time at different times after installation (Karlsrud et al. 2014). Therefore, the first test on piles A, B and C were carried out at different times, respectively about 3, 9 and 18 months after installation. Load testing of piles A, B and D were however also repeated at different times after installation.

The bearing capacity of each pile was predicted well in advance of any load testing ("Class A prediction", Lambe (1973)) and submitted to the client as part of the proposed test program. The predictions were based on the interpreted soil layering described above, with specific values of soil parameters given in Table 3.

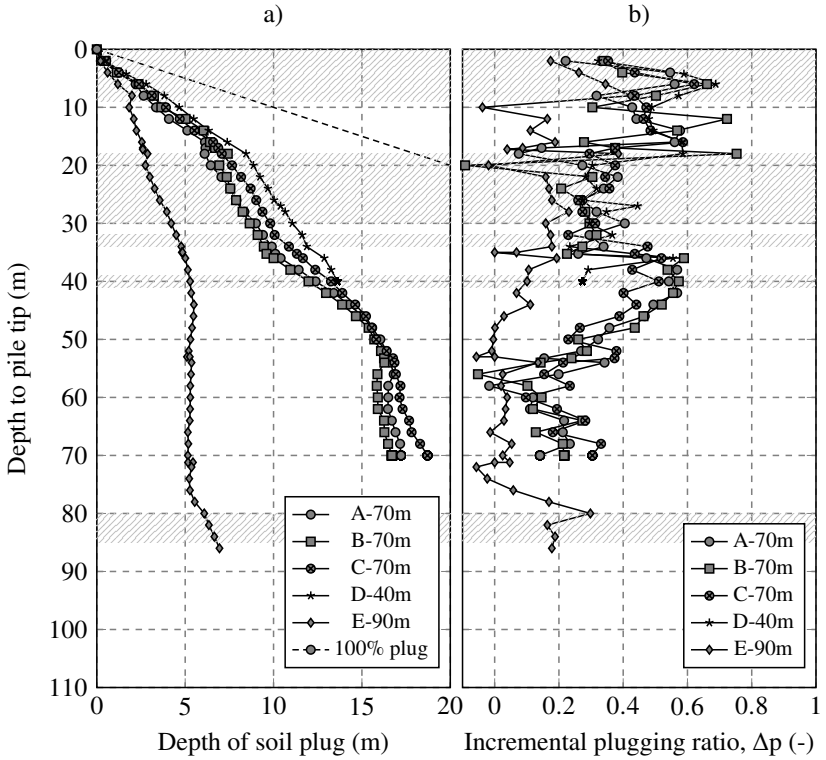


Fig. 9. a) Measured plug level inside the piles during driving and b) Deduced incremental plugging ratio, Δp, during driving.

The prediction of ultimate shaft friction of clay layers was based on the procedure by Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014), later called the NGI-12 method. This is a so-called α-method relating the ultimate shaft friction to the undrained direct simple shear strength normalised to the vertical effective stress, $\frac{c_{ud}}{\sigma'_{v0}}$ and the plasticity index, I_p of the clay, see Figure 10.

Following normal set-up due to dissipation of the excess pore pressures that will be generated by the pile driving, the method proposed by Karlsrud (2012) and Karlsrud et al. (2014) was used to calculate the expected gain in shaft friction in the clay layers at times 9 and 18 months after pile driving, Equation 4.

$$\tau = \tau_0 \cdot (1 + \Delta_{10} \cdot \log \frac{t}{t_0}), \tag{4}$$

Table 3. Assumed simplified soil layering and parameters for predicting the bearing capacity of the piles prior to any load testing.Sand layers are shaded.

Depth to bottom layer (m)	Level bottom layer (m)	Thickness layer (m)	Unit weight (kN/m^3)	σ_{v0} (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	q_c (sand) (kPa)	c_{uA} (kPa)	c_{uD} (kPa)	$\frac{c_{uD}}{\sigma'_{v0}}$ (-)	I_p (clay) (%)
0	65.2	0	19.5	0	0	0	5000				
9	56.2	9	19.5	176	75	101	3000				
9	56.2	0	19.2	176	75	101		40	26	0.26	10
18	47.2	9	19.2	348	165	183		70	45.5	0.25	10
18	47.2	0	19.8	348	165	183	11000				
30	35.2	12	19.8	586	285	301	11000				
30	35.2	0	19.8	586	285	301		100	65.0	0.22	10
32	33.2	2	19.8	626	305	321		105	68.3	0.21	10
32	33.2	0	19.8	626	305	321	12000				
34	31.2	2	19.8	666	325	340	12000				
34	31.2	0	19.8	666	325	340		110	71.5	0.21	14
39	26.2	5	19.8	764	375	389		130	84.5	0.22	14
39	26.2	0	19.8	764	375	389	12000				
41	24.2	2	19.8	804	395	409	12000				
41	24.2	0	19.8	804	395	409		135	87.8	0.21	14
48	17.2	7	19.8	942	465	477		158	103	0.22	14
48	17.2	0	19.8	942	465	477		158	103	0.22	18
70	-4.8	22	19.5	1371	685	686		212	148	0.22	18
70	-4.8	0	19.5	1371	685	686		212	148	0.22	10
80	-14.8	10	20.5	1576	785	791		260	169	0.22	10
80	-14.8	0	20.5	1576	785	791	20000				
85	-19.8	5	20.5	1679	835	844	20000				
85	-19.8	0	20.5	1679	835	844		275	179	0.21	12
88	-22.8	3	20.5	1740	865	875		290	189	0.22	12

where t is the time after pile installation, t_0 is a reference time, 100 days for clays and 10 days for sands, τ_0 is the ultimate shaft friction determined at reference time t_0 after pile installation, τ is the ultimate capacity at any later time, t and Δ_{10} is an ageing factor. The factor is defined by Equation 5:

$$\Delta_{10} = 0.05 + 1.3 \cdot (1 - \frac{I_p}{50})^2 \cdot OCR^{0.5}. \quad (5)$$

The time for normal "set-up", or dissipation of excess pore pressures in the clay layers induced by the pile driving, was calculated by the semi-empirical procedure proposed by Karlsrud (2012) to be 1 to 2 months using the observed plugging ratio. The reference time of 100 days recommended for calculating ageing effects at 9 and 18 months after pile driving was therefore considered applicable. The shaft friction in sand layers was calculated using the NGI-05 method (Clausen et al. 2005) relating the ultimate shaft friction to the CPT cone pile tip resistance, q_c.

The ageing effect in the sand layers was estimated on basis of the measured gain in

Table 4. Dates for completion of installation and load testing of all piles.

Pile	Completed	1st test (3 mo)	2nd test (9 mo)	3rd test (18 mo)
A-70m	07.03.19	17.06.19 (3.3 mo)	05.12.19 (8.9 mo)	31.08.20 (17.8 mo)
B-70m	06.03.19	-	04.12.19 (9 mo)	01.09.20 (17.5 mo)
C-70m	14.02.19	-	-	01.09.20 (18.5 mo)
D-40m	27.02.19	-	03.12.19 (9.1 mo)	02.09.20 (17.9 mo)

capacity in relation to time after pile driving presented in Figure 11 Based on this, a gain in shaft friction at t = 3, 9 and 18 months after pile driving by a factor of 1.4, 1.9 and 1.95 was assumed.

For the very layered sand and clay part of the soil profile from depth 30 to 48 m the soil profile was simplified to consist of two distinct sand layers and two distinct clay layers with thicknesses that in sum agree with the interpretations of the CPTU soundings, Figure 6. Figure 15 shows the predicted ultimate shaft friction versus depth at the selected times of 3, 9 and 18 months after pile driving. The remoulded undrained shear strength profile, the assumed undisturbed shear strength, c_{uD} profile, and a shaft friction corresponding to $0.2 \cdot \sigma'_{v0}$ are also shown herein for comparison. The load displacement response was predicted utilizing τ-z curves for shaft friction as recommended by Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014) for clay layers and in accordance with API recommendations for sand layers (API (American Petroleum Institute) 1993). These analyses were made with the GeoSuite Piles software (Trimble 2020). The load test results are shown together with measured values in the subsequent sections.

MEASURED VS PREDICTED LOAD-DISPLACEMENT RESPONSE AND BEARING CAPACITY

All piles were intended to be loaded in a step-wise load-controlled manner, attempting to keep the load constant for 2-5 minutes or until creep displacements showed a clear declining trend before the next load step was applied. It was intended to use larger load steps in the early phases of loading and decreasing them as tendencies for creep displacements increased. This was all controlled online with real-time data showing how loads and displacements progressed with time and how the load-displacement curve developed.

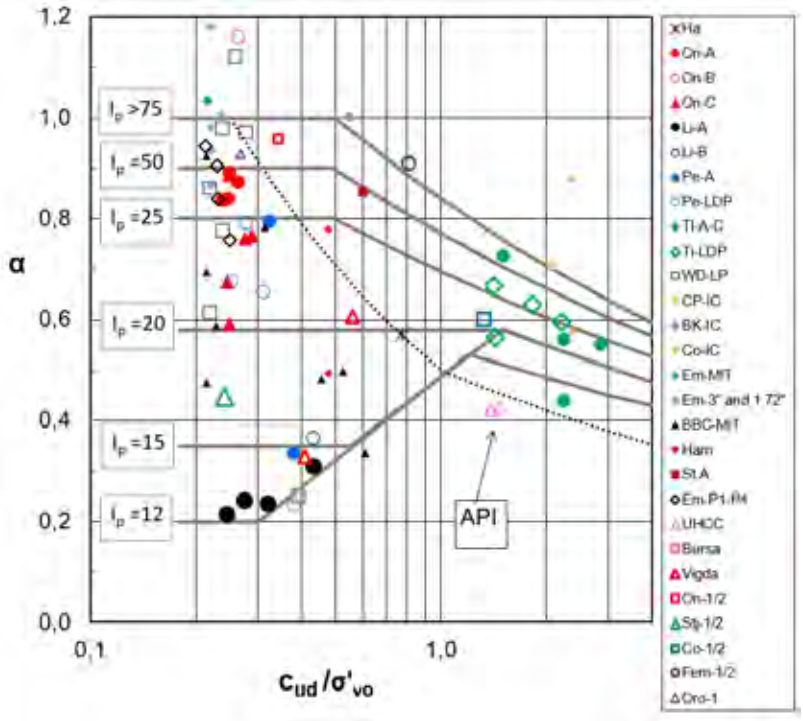


Fig. 10. The α-method proposed by Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014).

Figure 12a shows that the load tests on pile A gave ultimate capacities at a load far below what had been predicted. Note that the re-loading tests after 9 and 18 months are not really relevant to compare against predicted, due to repeated loading effects discussed earlier. The measured and predicted displacements agreed reasonably well up to a load of about 1000 kN suggesting that the initial τ-z stiffness assumed was reasonable.

Figure 13 shows how the loads calculated from the strain gauges along Pile A varied with depth for the 3-month test. The average shaft friction over the distance between the strain gauges were calculated, also accounting for the submerged weight of the pile and soil plug inside the pile. The ultimate shaft friction values (shaft friction when the maximum ultimate load of 1686 kN was reached) are presented in Figure 15 as average values over the distance between the load sensors and compared to the predicted values. Note that the calculated shear stresses do not account for possible residual stresses along the pile at the end of the pile installation. The largest discrepancies between measured and predicted shaft friction are along the top part from about 4 to 22 m where there are

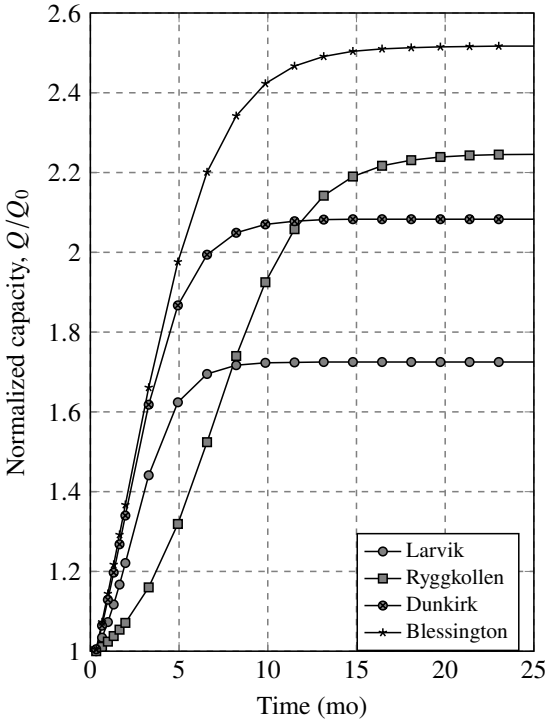


Fig. 11. Normalized gain in capacities with time after pile driving for some sand sites, for selected reference time of t_0 = 10 days (after Karlsrud et al. (2014)).

both sand and clay layers, and from 46 to 58 m within the upper part of the more massive clay layer. Figure 15 also shows as reference lines values of shaft friction corresponding to $0.1 \cdot \sigma'_{v0}$ and $0.2 \cdot \sigma'_{v0}$. Along large parts of the pile the measured ultimate shaft friction is significantly lower than even the $0.1 \cdot \sigma'_{v0}$ line.

As seen from Figure 12b the (only) load test on Pile B after 18 months also showed much lower failure load than predicted (52% of predicted). The failure load of Pile C tested after 9 and 18 months was on the other hand in much better agreement with calculated values, corresponding to 77 % of the predicted failure load for the first 9 month test, see Figure 12c.

The 40 m long Pile D gave in contrast to the other piles a very close agreement between measured and predicted ultimate failure loads, about 5% over for the first 9 month test, see Figure 12d.

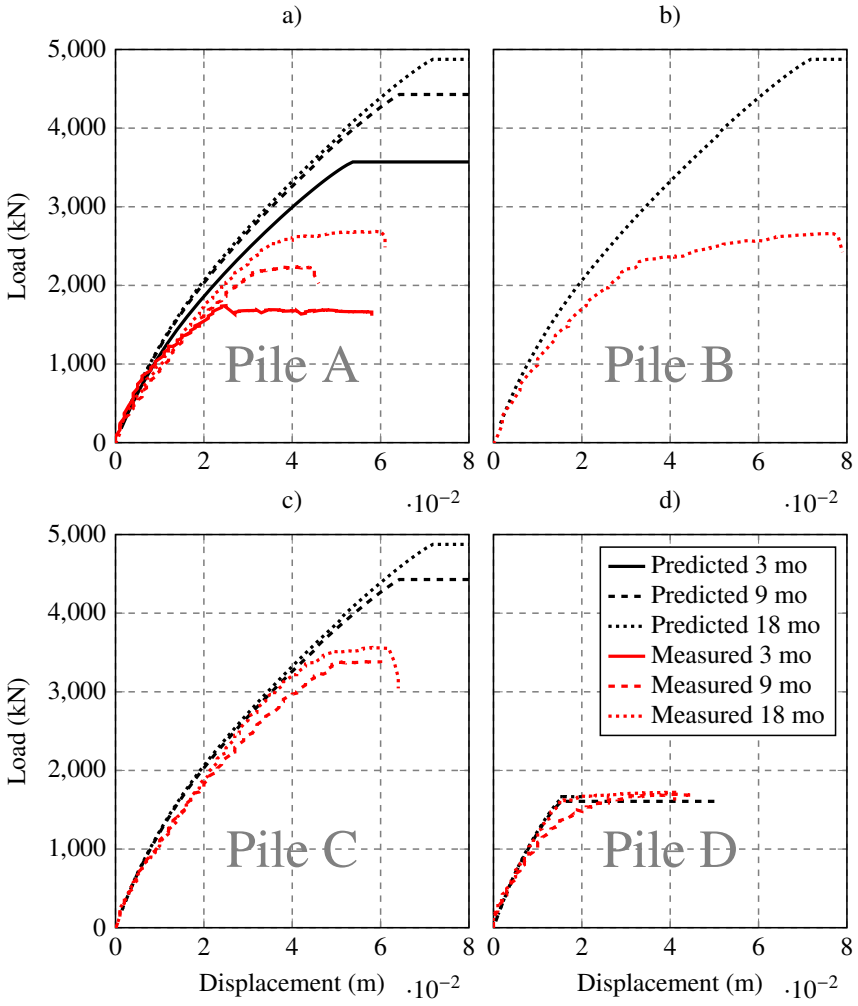


Fig. 12. Measured and predicted load-displacement curves for Pile A-D.

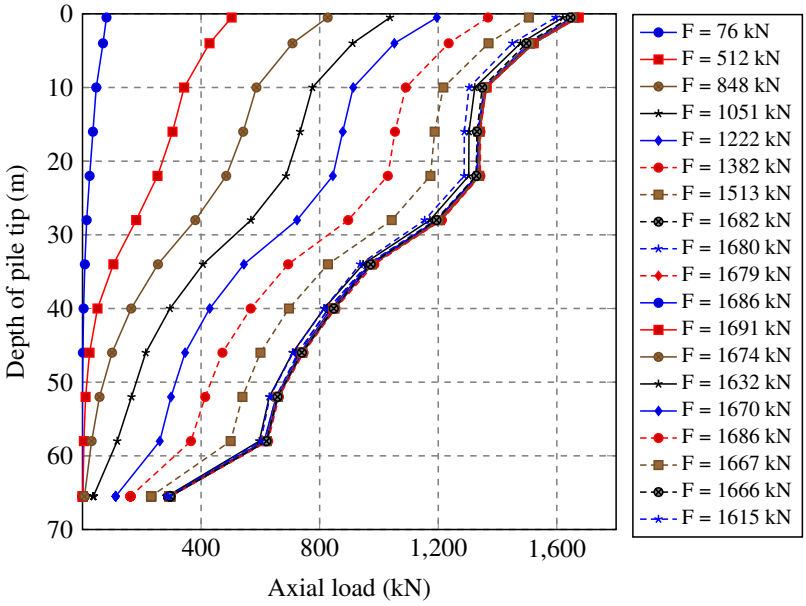


Fig. 13. Measured axial loads at the instrumented levels for the 3-month test on Pile A.

Table 5 summarize all measured capacities and the ratio of measured/predicted for each test. Please note that values measured after repeated 9 and 18 month tests are not really relevant to compare with the predicted ultimate capacities. The measured and predicted values are also compared in Figure 14. Note that the measured ultimate capacities given for each test was defined by interpolation as the load when the rate of pile top creep displacement exceeded 1 mm/min, and not necessarily at the exact maximum load applied. Considering the large difference in the M/C ratio for the short 40 m pile D and the other 70 m long piles, it would be tempting to relate this difference at least partly to pile lengths or flexibility effects. These are recognised effects especially for driven piles in sand, and accounted for in many current design methods (e.g. Jardine et al. (2006), Clausen et al. (2005) and Gavin et al. (2015)). The length effect is included in the predicted values given above based on the NGI-05 method. Figure 15 suggests that a large portion of the measured/calculated (M/C) discrepancy comes from the deep part in clay, and in which pile length effects or flexibility effects would be very limited, irrespective of the design method adopted.

Another factor considered potentially more important than length effects is the difference in time used to install piles A and B as compared to piles C and D. As shown in Figure

Table 5. Comparison between measured and calculated ultimate capacities for all pile tests.

	Pile A-70m			Pile B-70m			Pile C-70m			Pile D-40m		
Time after driving (mo)	3	9	18	3	9	18	3	9	18	3	9	18
Calculated (kN)	3499	4428	4859	3499	4428	4859	3499	4428	4859	1206	1607	1693
Measured (kN)	1700	2200	2650			2560		3400	3520		1680	1720
Ratio (-)	0.49	0.50	0.55			0.53		0.77	0.72		1.1	1.0

15 and Table 6 it took many days to install piles A and B, partly due to time needed for instrumentation hook-ups, and weekend breaks. The driving of an 18 m long segment typically took only around 1 hour for all piles. Table 6 compares in more detail the waiting period between driving of each segment. Most noteworthy are the almost 8 day long stops between driving of segments 1 and 2 for pile A, and the 4.6 day long stop between driving of segments 2 and 3 for Pile B. Driving was also stopped for about 2 days after segment 3 was installed for both piles A and B.

Table 6. Summary of waiting periods between driving of pile segments.

Pile	Segment 1 to 17 m (12 m pile D)	Segment 2 to 35 m (26 m Pile D)	Segment 3 to 52 m
A	7.9	1.2	1.9
B	0.3	4.6	2.2
C	0.3	0.7	0.3
D*	1.0	0.9	NA

*Note that the length of pile segments was 14 m for pile D as against 18 m for the other piles

The clay around a driven pile will start to consolidate and increase in strength immediately after a stop in driving. This will occur most rapidly closest to the pile surface. In low OCR clays the gain in strength is expected to be larger in the most severely strained zone closest (within some centimetres) to the pile wall than at larger distance, see for instance Karlsrud et al. (1986). It is a common observation in low OCR clays that a layer of stiff and stronger clay sticks to a pile when it is pulled out of the ground (Karlsrud & Haugen 1985).

Given that a stronger zone of some centimetre thickness forms around the pile where it is in contact with clay during longer stops in driving, this layer of stronger clay will act in a similar way as a pile segment with locally enlarged diameter, tending to "block out" the surrounding soil during subsequent driving. When this driving stops, the parts of the pile that do not have clay sticking to it will experience much lower stresses against the

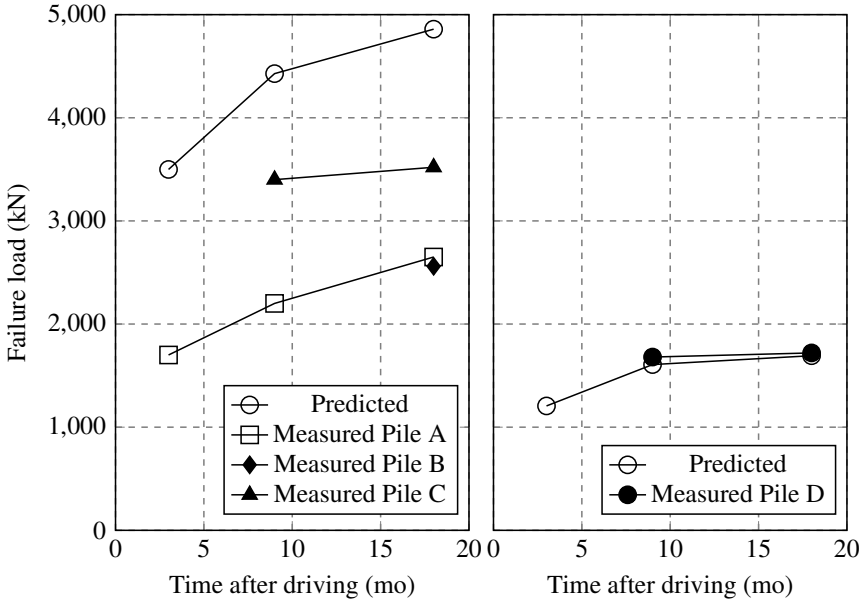


Fig. 14. Measured and predicted capacities in relation to time after pile driving.

pile surface than the parts with "enlarged diameter". Therefore, the zones which have experienced passing of an "enlarged diameter" part of the pile should relatively speaking show a reduced shaft friction relative to the "enlarged" parts, also relative to what is to be expected for a pile with constant diameter.

Understanding fully how clay sticking to the pile will impact the local shaft friction is complicated because during driving of the last (4th) segment, different parts of the upper previously driven segments will have been in contact with clay layers during earlier stops in driving. It is only when driving the 4th segment that most of the soil profile from 34 to 52 m feels the passing of an "enlarged diameter" for the first time. Figure 15 shows at what levels the pile has passed with an "enlarged diameter" due to clay sticking to the pile when driving was stopped at previous levels. This applies to depth intervals 10-28 m and 41-59 m. This agrees closely with the levels where the measured shaft friction deviate the most from predicted values. It may be noted in Figure 15 that the soil layering assumed in the predictions for the very strongly layered clay/sand/silt deposit from 30 to 48 m maybe over-simplified compared to the detailed layering that can be seen from the CPTU results in Figure 3. When considering levels where there were clays sticking to the pile surface after stops in diving and effects of "enlarged diameter" a more detailed

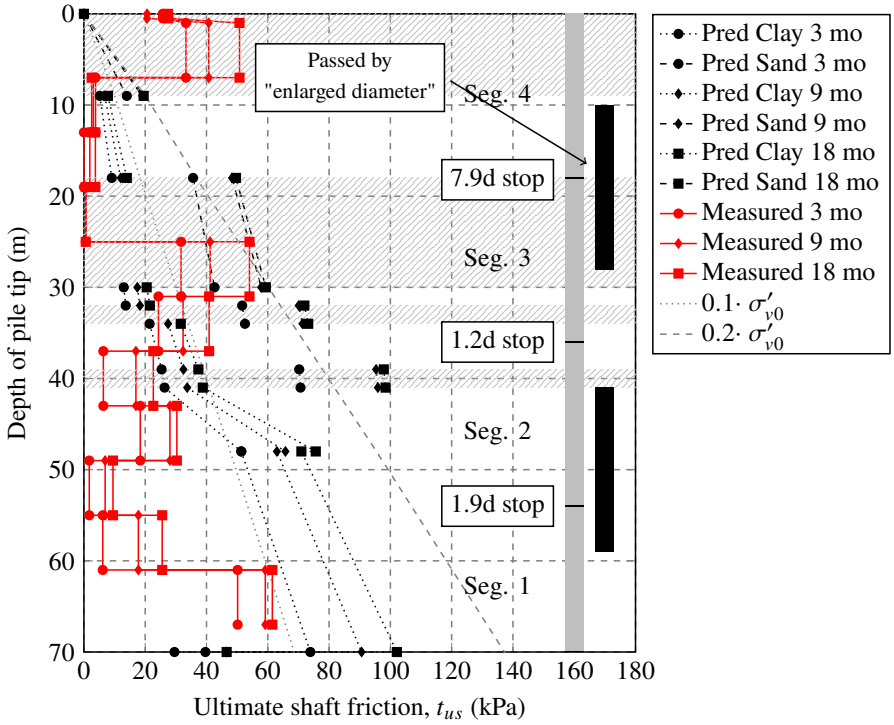


Fig. 15. Measured and calculated shaft friction for the 3 months test on pile A, showing the position of parts of the different pile segments and waiting period after driving each segment. The sand layers are shaded.

interpretation was made of the soil layering: The soils from 30 to 41 m could be treated as sand (about 60 % is sand/silt over this depth range according to Figure 3), and that the soil from 41 to 48 m could be considered as clay (about 80 % is clay based on Figure 3). The main impact of this more refined assumption regarding soil layering was to change the start of the lowest zone with "enlarged diameter passing effect" at 41 m rather than at 48 m, which would have been the case if the original over-simplified soil layering had been assumed.

Low values of shaft friction was also observed for the 9 and 18 month tests on Pile A, see Figure 15, but relatively speaking the gain in shaft friction with time was largest in the zones which experienced the lowest shaft friction values in the 3 month test. During driving of the 40 m long pile D there were no long stops in driving, Table 6. That is most

likely also the reason why this pile showed very good agreement between measured and predicted shaft friction. This lends further support to the assumption that the longer stops in driving of piles A, B and to some extent C, caused an "enlarged diameter" effect, and is the main reason for the discrepancy between measured and calculated capacities for these piles.

To examine if or to what extent strain softening effects also could have played a role in the measured low capacities, the development of local shaft friction as function of local relative soil-pile displacement (τ-z curves) were calculated. In this connection the local pile displacements were calculated from the measured pile top displacement subtracted the theoretical elastic elongation given by the distribution of axial loads at any stage of loading and at any depth. Figure 16 presents the τ-z curves developed in this manner. At most levels the peak (ultimate) shaft friction is reached at a local pile displacement of 1-2 cm. This corresponds to about 2.5 to 5% of the pile diameter. For comparison, API gives peak at 1% displacement for both sand and clay, see API (American Petroleum Institute) (1993). For clay, Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014) proposed 2% for an open pile and 3% for close-ended, which tends to agree better with the measurements. However, at some levels the peak was reached at a very small displacement of just a few mm. This may reflect some errors in the measured loads and thereby in calculated strain distribution along the pile. Apart for three levels showing in the outset low shaft friction values (depths 16 and 34 m), and rather erratic values at 58 m, no significant strain-softening effects were observed.

If it is assumed that pile C and D, which had maximum 1 day stops in pile driving were not impacted by any "enlarged diameter" effect, the difference in M/C ratio of 0.77 and 1.05 could be partly due to: 1) a driven pile length effect in the upper sands or 2) that the shaft friction in the lower clay, which pile D did not reach down to, is over-estimated for pile C by about 30%. Considering the relatively large scatter in the data base for the Karlsrud (2012) and Karlsrud (2014) method for clays with low OCR and I_p, a 30% discrepancy is still within bounds of scatter in the data base for the method, see API (American Petroleum Institute) (1993).

As stated earlier the effect of time should only be judged from 1st time tests on different identical piles tested a first time at different times after installation. Considering the impact of "enlarged diameter" on the results of tests on piles A and B, effect of time can only be deduced when comparing the test results between pile A after 3 months and pile B after 9 months. Assuming that they were both identically affected by the "enlarged diameter" effect, the gain in capacity from 3 to 9 months after driving (2200 kN to 3400 kN, Table 2) represents a 55% increase. For comparison the predicted gain over this time period was (3499 kN to 4428 kN) represents 27% gain, Table 2.

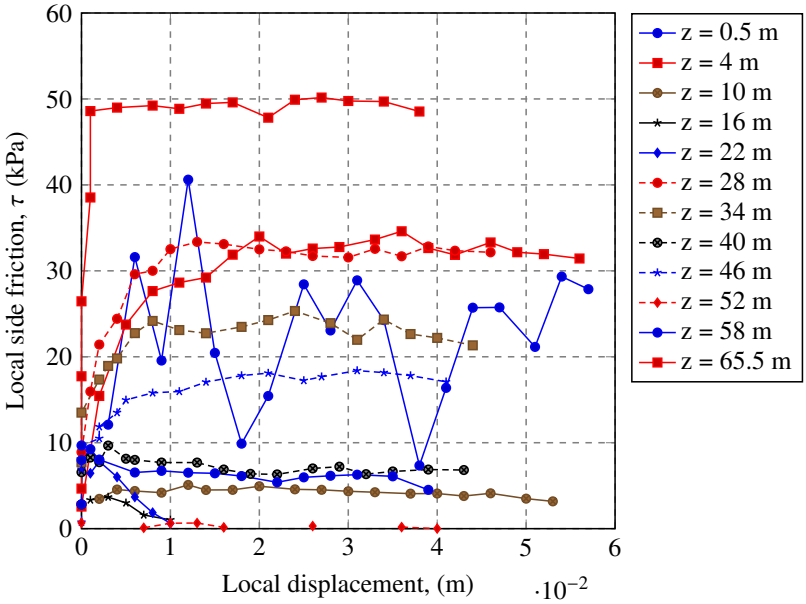


Fig. 16. Deduced τ-z curves from 3 month test on Pile A.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Four open-ended steel pipe piles with outer diameter of 406 mm diameter and 12.5 mm wall thickness were driven and load tested at the Mælingen test site in Norway. Test piles A, B and C were driven to 70 m depth, and pile D to 40 m. The ground conditions consist of loose river sand deposits to about 9 m followed by 9 m clay, 11 m of very layered (varved) sand/silt/clay and finally a massive silty clay layer to well beyond the pile tips. The deposits are essentially normally consolidated, and the clay layers are silty with plasticity index in the range 8 to 20 %.

Test pile A was equipped with strain gauges so that the load distribution with depth could be monitored, test pile B was equipped with tell-tale rods, but these were damaged during pile driving. The piles were load tested about 3, 9 and 18 months after installation. One pile with diameter 812 mm and 16 mm wall thickness was driven to 88 m depth to look at driveability, but was not load tested. All piles were load tested in tension only. The test piles were for piles A, B and C driven in 18 m long segments welded up during the driving phase. For pile D the segment length was 14 m.

Piles A, B, C and D experienced partial plugging during driving, with incremental

plugging ratios ranging from about 0.2 to 0.6, the lowest along the last 20 m. The large diameter pile E showed smaller tendencies for plugging, with an incremental plugging ratio mostly in the range 0 to 0.2.

The load tests on the instrumented piles A and B gave bearing capacities of only about 50 % of what was predicted in advance, using the NGI-05 method for sands and the NGI-12 method for clays, whereas piles C and D came out at 77% and 105% of the predictions. The reason for the very low measured values for piles A and B is suggested related to several days in stops in driving of these two piles during welding, connecting of the instrumentation and weekend breaks. During such long stops in driving, a layer of clay next to the pile surface of possibly some centimetres thickness, will have reconsolidated and gained more in strength than the clay further away from the pile surface. Commonly observed on driven piles in soft silty clays when they are pulled out of the ground is that a layer of clay sticks to the pile. This stronger re-consolidated clay will act as a locally "enlarged diameter" resulting in very low lateral stresses against the pile surface in the zones where the enlarged diameter has passed during subsequent driving. The measured distribution of shaft friction along pile A supports this assumption.

For piles C and D, stops in driving due to welding were much shorter. Therefore, these piles were considerably less affected by this "enhanced diameter" effect and showed bearing capacities much closer to the predicted values. These negative impacts of stops in driving will most likely be most significant for ground conditions with layered sands and soft clays, and maybe non-existent in homogeneous clay or sand deposits. It is also most likely non-existent in stiff over-consolidated clays. It is important to be aware of this potential negative effect when designing piles and pile installation requirements, both in connection with piles to be installed for supporting structures and when planning and interpreting load test results.

In spite of these impacts of stops in pile driving, the results confirm past pile load test results that there are significant impacts of time on the shaft friction in both clay and sand deposits that should be considered in pile design practice. This is actually already accounted for in the most recent Pile Design Guidelines issued by the Norwegian Geotechnical Society NGF (Norwegian Geotechnical Society) (2019).

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank Bane NOR, a state-owned company responsible for the national railway infrastructure of Norway for their positive support and financing of the pile tests presented herein, and for allowing the results to be published. Special thanks also go to Axel Walta, Ivar-Kristian Waarum and Rasmus Tofte Klinvort from NGI who helped out with the design of load testing arrangements, instrumentation, data collection and data inversion.

REFERENCES

API (American Petroleum Institute) (1993), 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-load and resistance factor design. API RP 2A-LRFD', *API* .

Axelsson, G. (2000), Long-term set-up of driven piles in sand, PhD thesis, Institutionen för anläggning och miljö, KTH.

Berre, T., Lunne, T. & L'Heureux, J.-S. (2021), 'Quantification of sample disturbance for soft, lightly over-consolidated, sensitive clay samples', *Canadian Geotechnical Journal* p. Forthcoming.

Bjerrum, L. (1973), 'Problems of soil mechanics and construction on soft clays, state of the art report, session 4', *Proc. of 8th ICSMFE, Moscow* **3**, 109–159.

Bullock, P. J., Schmertmann, J. H., McVay, M. C. & Townsend, F. C. (2005), 'Side shear setup. i: Test piles driven in florida', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **131**(3), 292–300.

Chow, F., Jardine, R., Brucy, F. & Nauroy, J. (1998), 'Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **124**(3), 254–264.

Clausen, C., Aas, P. & Karlsrud, K. (2005), Bearing capacity of driven piles in sand, the ngi approach, *in* 'Proceedings of the 1st International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG', 1st International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG.

Gavin, K., Jardine, R., Karlsrud, K. & Lehane, B. (2015), The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand, *in* 'International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), London: Taylor & Francis', pp. 129–151.

Jardine, R. J., Standing, J. R. & Chow, F. C. (2006), 'Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand', *Géotechnique* **56**(4), 227–244.

Karlsrud, K. (2012), Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results, PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.

Karlsrud, K. (2014), 'Ultimate shaft friction and load-displacement response of axially loaded piles in clay based on instrumented pile tests', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **140**(12), 04014074.

Karlsrud, K. & Haugen, T. (1985), Axial static capacity of steel model piles in overconsolidated clay, *in* 'International conference on soil mechanics and foundation engineering. 11', pp. 1401–1406.

Karlsrud, K. & Hernandez-Martinez, F. G. (2013), 'Strength and deformation properties of norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples', *Canadian Geotechnical Journal* **50**(12), 1273–1293.

Karlsrud, K., Jensen, T. G., Lied, E. K. W., Nowacki, F. & Simonsen, A. S. (2014), Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests, *in* 'Offshore Technology Conference', OnePetro.

Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D. & Strandvik, S. (2005), Cptu correlations for clays, *in* 'Proceedings of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering', IOS Press, pp. 693–702.

Karlsrud, K., Nadim, F. & Haugen, T. (1986), Piles in clay under cyclic axial loading - field tests and computational modelling, *in* 'Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling', Editions Technip, pp. 165–190.

Ladd, C. C. & Foott, R. (1974), 'New design procedure for stability of soft clays', *Journal of the Geotechnical Engineering Division* **100**(7), 763–786.

Lambe, T. W. (1973), 'Predictions in soil engineering', *Géotechnique* **23**(2), 151–202.

Lunne, T., Berre, T., Andersen, K. H., Strandvik, S. & Sjursen, M. (2006), 'Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine norwegian clays', *Canadian Geotechnical Journal* **43**(7), 726–750.

NGF (Norwegian Geotechnical Society) (2019), *Peleveiledningen (Pile Design Guidelines)*, NGF, Oslo.

Trimble (2020), 'Novapoint GeoSuite Toolbox 2020'.
URL: *https://construction.trimble.com/en/*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

NY LABORATORIEPROSEDYRE FOR INNBLANDINGSFORSØK AV BINDEMIDDELSTABILISERT LEIRE

A new laboratory procedure for preparing soil specimens admixed with binders

Tonje Eide Helle[1], Eivind Schnell Juvik[2], Simon O'Rawe[1], Marianne Dahl[2], Guro Brendbekken[1], Ingrid Hegseth[1], Pernille Wiersholm[1], Atle Gerhardsen[3], Thorbjørn Rekdal[4], Kirsten Syvertsen[5], El Hadj Nouri[2]
[1] Multiconsult, [2] Statens vegvesen, [3]Cautus Geo, [4]Argeo, [5]Norcem

SAMMENDRAG

Gjennom innovasjonspartnerskapet KlimaGrunn er det utarbeidet en ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk av bindemiddelstabiliserte løsmasser. Målsetningen er å forene, forbedre og på sikt erstatte de to eksisterende norske prosedyrene. Hvilken av dagens prosedyrer som benyttes varierer mellom ulike aktører, og utførelsen av prosedyrene varierer også. Dermed kan ikke resultater fra ulike laboratorier sammenlignes direkte. KlimaGrunn har utviklet nytt utstyr som sikrer homogen prøve og konstant volum i prøven under herding slik at forhåndsbestemt densitet oppnås. Temperaturen i grunnen øker etter installasjon av bindemiddelstabiliserte peler, og den forblir ofte høyere enn normalt i flere måneder etter installasjon. Styrken øker derfor raskere i felt enn i laboratoriepreparerte prøver som etter dagens prosedyrer lagres kjølig. KlimaGrunns prosedyre anbefaler å herde prøvene ved 20 °C. Laboratorieresultatene danner grunnlag for utvikling av korrelasjonsmodeller for prediksjon av styrke og stivhet i bindemiddelstabiliserte løsmasser. Sensorteknologi og seismikk benyttes for å monitorere herdeforløpet i felt og endringer av skjærbølgehastighet over tid. Feltdata korreleres til laboratorieresultatene slik at styrke og stivhet i installerte bindemiddelstabiliserte peler kan predikeres. Bedre samsvar mellom oppnådd styrke i felt og laboratorium vil bidra til optimalisering av bindemiddelmengden for lokale grunnforhold, og dermed redusere klimagassutslippene knyttet til grunnforsterkning med bindemidler.

SUMMARY

KlimaGrunn has developed a new laboratory procedure admixing soil specimens with binders, aiming to unite, improve and in the future replace the two existing Norwegian procedures. Which of the procedures and how they are conducted varies between the various laboratories. Consequently, results from different laboratories cannot be compared directly. New equipment is developed, obtaining homogeneous specimens which maintain constant volume during curing, and thereby achieve predetermined density. The temperature in the subsurface increases and often remains higher than normal for months in soils admixed with binders. Therefore, the strength develops faster in-situ than in the laboratory specimens cured at low temperatures. KlimaGrunns procedure recommends curing at 20 °C. The laboratory results form the basis for developing correlation models for prediction of strength and stiffness in soils admixed with binders. Data on the curing process and shear wave velocity collected with sensors and geophysics are to be correlated to the laboratory results for predicting in-situ strength and stiffness in the piles. Better correspondence between strength parameters measured in-situ and in the laboratory will contribute to optimize the binder content to local conditions, and thereby reduce the climate-gas emissions.

INNLEDNING

For å dokumentere bindemiddelenes evne til å stabilisere løsmasser utføres det innblandingsforsøk på laboratoriet der det prepareres prøver tilsatt bindemiddel. Prøvene herder over en viss tid før utføring av enaksialforsøk. I Norge finnes det to ulike prosedyrer for innblandingsforsøk som er beskrevet i Statens vegvesens retningslinjer «Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser» (2016) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF) sin «Veileder for grunnforsterkning med kalksementpeler» (2012). I Sverige benyttes en egen prosedyre (Svensk Djupstabilisering 2006). Prosedyrene er stort sett like med noen mindre forskjeller. I tillegg praktiseres prosedyrene noe ulikt mellom ulike laboratorium og også blant laboranter. Dermed kan ikke resultater fra ulike laboratorieprogram sammenlignes direkte.

Det er en kjent problemstilling at styrken målt på laboratoriepreparerte prøver som oftest er lavere enn det man oppnår i bindemiddelstabiliserte peler i felt. Herdemiljøet og innblandingsarbeidet beskrevet i dagens laboratorieprosedyrer gjenskaper ikke forholdene for bindemiddelstabiliserte peler i felt. Hvilken styrke som oppnås i bindemiddelstabiliserte peler avhenger av flere faktorer som bl.a.:

- Løsmassenes egenskaper
- Type- og mengde bindemiddel
- Innblandingsarbeid (type visp, rotasjonshastighet, stigehøyde)
- Herdeprosess (tid, temperatur, overlagringstrykk)

I det følgende er de norske og svenske prosedyrene gjennomgått for å avdekke forskjeller, og for å se på hvilke elementer fra disse som bør benyttes videre i en framtidig felles prosedyre. Gjennomgangen resulterte i utarbeidelse av en ny prosedyre for innblandingsforsøk for bindemiddelstabiliserte løsmasser der målsetningen har vært å:

- forbedre samsvaret mellom herdeforholdene i felt og på laboratorium
- sikre god reproduserbarhet i resultatene uavhengig av operatør og geoteknisk laboratorium
- utvikle utstyr med lave investeringskostnader

EKSISTERENDE LABORATORIEPROSEDYRER

Følgende prosedyrer ble gjennomgått:

- Norsk Geoteknisk Forening (2012) Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler
- Statens vegvesen (2016) Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser
- Norsk Geoteknisk Forening (2020) NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser
- Svensk Djupstabilisering (2006) Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering. Rapport nr. 17

I hovedsak er prosedyrene like, men med noen mindre forskjeller:

<u>Løsmasser</u>
Både forstyrrede og uforstyrrede prøver benyttes i innblandingsforsøkene. Løsmassene som benyttes er ofte rester etter gjennomførte laboratorieprogram. Det er derfor ofte begrenset med tilgjengelig materiale. For å få nok materiale blandes (homogeniseres) derfor løsmasser fra

ulike dybder innenfor samme lagpakke. Restene homogeniseres i kjøkkenmaskin før bindemiddelet tilsettes. Kapasiteten til kjøkkenmaskinen begrenser hvor mye masser som kan homogeniseres i hver omgang. Dette igjen begrenser hvor mange prøver som kan prepareres fra samme blanding (batch).

Selv om leira fra de ulike sylinderne har like egenskaper, så kan mineralogien og kornformen variere. Dette kan påvirke hvordan leira vil reagere med bindemiddelet.

Hvordan restene lagres i tidsrommet fra prøveåpning fram til innblandingsforsøkene utføres vil også påvirke sluttresultatet. Ved noen laboratorier lagres materialet i bokser. Da vil noe av vannet kunne fordampe, og vanninnholdet i løsmassene som benyttes i innblandingsforsøkene vil dermed kunne avvike fra in-situ vanninnhold. Hvorvidt vanninnholdet i de homogeniserte massene dokumenteres og eventuelle avvik fra in-situ vanninnhold tas til følge i vurderingene er med dagens prosedyrer opp til hver enkelt saksbehandler.

Bindemiddel

I de norske prosedyrene anbefales det at bindemiddelet ikke er eldre enn 1 år. Den svenske prosedyren er strengere, og sier at bindemiddelet i åpnet beholder ikke skal være eldre enn 6 måneder.

Bindemiddelet tilsettes den homogeniserte massen, og blandes inn ved bruk av kjøkkenmaskin. Siden massen etter hvert fester seg i blandebollen anbefaler Statens vegvesen å først blande i 30 sekunder, for så å skrape massene sammen igjen før ytterligere 30 sekunder med miksing.

Reaksjonene imellom leire og bindemiddel inntrer raskt. I den svenske prosedyren er det anbefalt at alle prøver fra blandingen må være ferdig preparert (innstampet) innen 30 minutter fra tilsetting av bindemiddelet. Det foreligger ingen anbefalinger for dette i de norske prosedyrene.

Utstyr

Innstampingsutstyr og-metoder er ulike mellom de ulike prosedyrene. Iht. standard for enaksialforsøk (ISO 2017) så skal forholdet mellom høyde og diameter (H/D) for sylindriske prøver være mellom 1,8 og 2,5. I NGFs prosedyre benyttes et H/D-forhold mellom høyde og diameter på 2, mens det i R210 benyttes et H/D-forhold på 1,85. I Sverige prepareres prøvene med et H/D-forhold på 3,4. Materialet stampes lagvis inn i sylindere ved:

- NGF: et 1,2 kg lodd med diameter 20 mm slippes ned på prøven ca. 20 ganger
- R210: et komprimeringsapparat tilfører hvert lag et trykk på 200 kPa i 10 sekunder
- Svensk: en håndholdt pakningsstav benyttes for å stampe lagene inn

Densiteten som oppnås i sylinderne vil variere, og densiteten i prøvene påvirker også hvilken styrke som oppnås. Paniagua et al. (2021) fant at laboratoriepreparerte prøver preparert iht. NGFs prosedyre (NGF 2012) resulterte i en densitet ±5 % av in-situ densitet i leira. Dvs. at dersom leira har en in-situ densitet på 1,9 g/cm^3, så vil man ved å benytte denne prosedyren kunne oppnå densiteter i laboratoriepreparerte prøver på mellom 1,8 og 2,0 g/cm^3. Forskjellen i densitet skyldes luftlommer/-porer i de bindemiddelstabiliserte prøvene.

Herdemiljø

De bindemiddelstabiliserte prøvene herdes vanligvis i sylinderne som de ble stampet inn i. Endeflatene forsegles og prøvene lagres kjølig fram til forsøkstidspunkt. I NGFs og den

svenske prosedyren er det beskrevet at prøvene skal herdes ved 100 % luftfuktighet. I NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser er det krav om at prøvene skal lagres i plast for å unngå tap av vann, og de påpeker også at prøvene aldri skal lagres kjølig.

Tøyningshastighet i enaksialforsøk
Iht. gjeldende standard for enaksialforsøk (ISO 17892-7:2017) skal forsøkene kjøres med en hastighet på 1- 2 %/min. Både de norske og svenske prosedyrene anbefaler å kjøre enaksialforsøkene med en hastighet på 1- 2 %/min. Tidligere ble enaksialforsøk på leirer kjørt med en hastighet på 4 %/min, og enkelte laboratorier har også kjørt enaksialforsøk på bindemiddelstabiliserte prøver med denne tøyningshastigheten.

NY LABORATORIEPROSEDYRE

Behov for endringer i prosedyren

Det er ikke mulig å gjenskape forholdene i felt i laboratoriet, og samtidig holde kostnadene ved forsøksmetodene nede. I tillegg er løsmasser med leire/silt å anse som et inhomogent materiale. Innblandingen og reaksjonsproduktene vil variere over pelens dybde og tverrsnitt, og også over høyden og tverrsnittet i innstampede prøver. I den nye prosedyren er det derfor tatt sikte på å fastholde noen parametere for å sikre så god som mulig operatøruavhengig reproduserbarhet av prøvene slik at resultater på tvers av ulike laboratorier kan inngå i utviklingen av korrelasjonsmodeller for prediksjon av styrke og stivhet. Følgende parametere er lagt til grunn for utvikling av ny laboratorieprosedyre og nytt utstyr:

Densitet
Under installasjon av bindemiddelstabiliserte peler i felt, påsettes et lufttrykk i borstengene for å blåse bindemiddelet ut i løsmassene. Vispen roteres for å blande bindemiddelet inn i massene. Dette medfører at det oppstår luftlommer og/eller -porer i ferdig installert pel. Man klarer derfor ikke å anslå hvilken densitet ferdig installert pel vil ha da dette kan variere fra pel til pel og også over dybden og tverrsnittet i samme pel. For å unngå å overestimere styrken i laboratorieprepararte prøver anbefales det derfor å unngå å øke densiteten utover in-situ densitet i løsmassene før stabilisering.

Luftfuktighet
Uttørking av prøvene under herding må unngås. I «NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser» (2020) stilles det krav til at bindemiddelstabiliserte prøver skal lagres i plast for å unngå tap av vann under avbindingen. Bindemiddelet forbruker vann som er tilgjengelig i løsmassene i herdeprosessen. Det finnes lite dokumentasjon på permeabiliteten og metningsgraden i bindemiddelstabiliserte peler. Det er uvisst om bindemiddelstabiliserte peler utover i herdeprosessen trekker til seg mer vann fra omkringliggende løsmasser, eller om bindemiddelet kun har tilgang til vannet i massene som bindemiddelet blandes sammen med. Det anbefales derfor at prøvene herdes i et miljø der uttørking og tilgang til mer vann enn det som er tilgjengelig i prøven unngås.

Temperatur
I Norge ligger temperaturen i bakken på 6-8 °C. Dagens prosedyrer beskriver at laboratorieprepararte prøver skal herdes i kjøleskap/-rom. De kjemiske reaksjonene som følge av tilsatte bindemidler fører til at temperaturen i bindemiddelstabiliserte peler øker i starten av herdeprosessen. Temperaturmålinger i felt viser at temperaturen i bindemiddelstabiliserte peler ofte er høyere enn temperaturen i bakken, og at forhøyet temperatur vedvarer i flere måneder etter

installasjon (Åhnberg og Holm 1987; Wiersholm 2018). Hvilken temperatur som oppnås i bindemiddelstabiliserte peler i felt påvirkes av flere faktorer som bl.a.:

- Installasjonsmønster
  - Det oppnås høyere temperatur og mer langvarig forhøyet temperatur i blokker enn i f.eks. enkeltpeler der temperaturen raskere utjevnes med temperaturen i omkringliggende leire (Åhnberg og Holm 1987; Christensen et al. 1998)
- Innblandingsarbeid
  - Jevn innblanding fører til bedre kontakt mellom bindemiddel og leir-/siltpartikler, og dermed større reaksjonshastighet og raskere temperaturutvikling (Kitazume og Terashi 2013)
- Bindemiddeltype
  - Kalk fører til temperaturøkning i starten av herdeprosessen. Temperaturutviklingen er høyere i peler med høy andel kalk enn i peler med kun sement (Åhnberg et al. 1995). I bindemidler hvor kalk er erstattet av f.eks. Cement Kiln Dust (CKD) produserer de kjemiske reaksjonene mindre varme.
- Bindemiddelmengde
  - Generelt vil en økning i tilsatt mengde bindemiddel gi høyere temperaturutvikling.
- Leiras termiske materialparametere
  - Dess høyere spesifikk varmekapasitet, dess saktere oppvarming av omkringliggende leire, og dess høyere varmeledningsevne, dess raskere temperaturutjevning med omgivelsene (Åhnberg og Holm 1987).

Ulik herdetemperatur kan være en av årsakene til ulik styrkeutvikling i laboratoriestabiliserte prøver og i bindemiddelstabiliserte peler i felt siden styrkeutviklingen akselereres av høyrere temperaturer (Bell 1996). I Wiersholm (2018) ble det målt temperaturer på rundt 20 °C i dobbelt- og trippelribber med 80 kg/m^3 50/50 kalk og sement tre måneder etter installasjon. I «NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser» (2020) er det beskrevet at bindemiddelstabiliserte prøver aldri skal lagres kjølig, med mindre dette er spesifisert i «spesiell beskrivelse». Det er imidlertid ikke gitt noen anbefalinger til hvilken temperatur prøvene bør herdes ved.

Herdetemperaturen i laboratoriet burde ideelt sett være lik som i felt. Dette er vanskelig å gjenskape da temperaturen i pelen endres over tid, og også over dybden i pelen. Modenhetstall har lenge blitt benyttet innen betongteknologi for å kunne sammenligne herdeforløp for betong med forskjellig temperaturhistorie, og har senere også blitt tilpasset bindemiddelstabilisert leire (Åhnberg og Holm 1987):

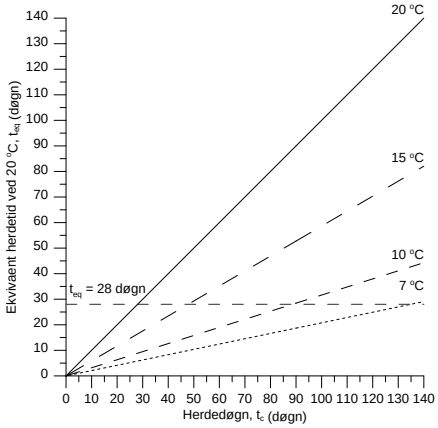
$$M(T_c, t_c) = (20 + K(T_c - 20))^2 \cdot \sqrt{t_c} \quad (1)$$

Hvor M er modenhetstallet, T_c er herdetemperaturen i °C og t_c er herdetiden i enten timer eller døgn. Konstanten K varierer avhengig av type løsmasser og bindemiddel. For svenske leirer og siltige leirer, er formelen for M best tilpasset med en K-verdi lik 0,5.

Vervoorn og Barros (2020) anbefaler å herde prøvene ved 20 °C (referansetemperatur T_{ref}), noe som også benyttes innenfor betongteknologi. Basert på ligning 1 kan følgende formel benyttes for å finne ekvivalent herdetid ved 20 °C (t_{eq}):

(2)
$$t_{eq} = \frac{(20 + K(T_c - 20))^4}{(20 + K(T_{ref} - 20))^4} \cdot t_c$$

Dvs. at en prøve som herder ved 7 °C må herde i ca. 140 døgn for å oppnå samme modenhetstall som om samme prøve herdet ved 20 °C i 28 døgn (Figur 1). For å kunne sammenligne resultatene fra felt og lab anbefales det å normalisere resultatene på ekvivalent herdetid 28 døgn ved 20 °C. Det anbefales derfor å herde prøvene i laboratoriet ved 20 ± 2 °C. Dermed unngår man å måtte regne om laboratorieresultatene, og man sikrer høy styrkeutvikling i løpet av kortere tid enn om prøvene herdes ved lavere temperaturer.



Figur 1: En prøve som herder ved 7 °C må herde i ca. 140 døgn for å oppnå samme modenhetstall som en prøve herdet i 28 døgn ved 20 °C (t_{eq}).

Tøyningshastighet i enaksialforsøk

For å kunne sammenligne resultatene fra ulike laboratorier anbefales det å kjøre forsøkene med en tøyningshastighet på 1,5%/min, som er i samsvar med NGFs prosedyre.

Oppsummert

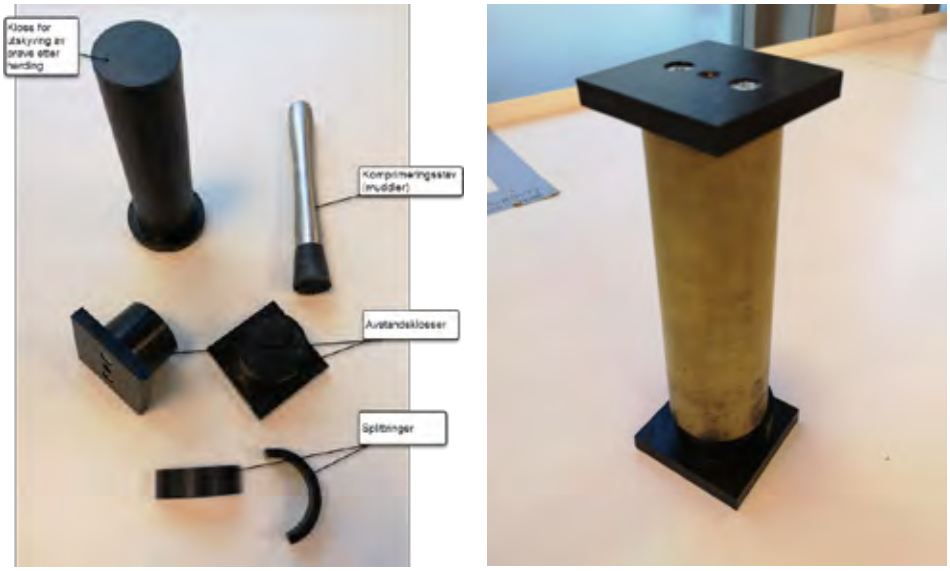
KlimaGrunns laboratorieprosedyre er utviklet for å unngå at resultatene er laboratorie- og operatøravhengig. Med bakgrunn i det overstående er følgende endringer innarbeidet i prosedyren:

- Densiteten på stabilisert prøve bestemmes før innstamping
- Prøvene herdes ved 20 ± 2 °C
- Nytt spesiallaget utstyr for preparering av homogene prøver med forhåndsbestemt densitet og for å sikre at prøvene beholder konstant volum under herding

Nytt laboratorieutstyr

Det nye utstyret består av en 180 mm høy kompositttsylinder med diameter 54 mm (Figur 2). Ferdig preparert prøve skal ha en høyde på 100 mm (H/D-forhold = 1,85). Dette sikres ved to propper/avstandsklosser som stikker 40 mm inn i sylinderen på hver side. Topp- og bunnstykket har en 1-2 mm ventil for å slippe ut luft under sammenpressingen. For å sikre at prøven komprimeres fra hver ende, monteres en 10-20 mm høy splittring på bunnstykket før montering av sylinder. Et fuktig papirfilter legges i bunn og på topp av prøven for å hindre at leire fra prøven

skvises ut gjennom ventilen i toppstykket under sammenpressing. Leiren stampes inn i sylinderen ved hjelp av en håndholdt komprimeringsstav med vaffelmønster. Splittringen fjernes, og enaksialapparatet benyttes til å presse proppene inn i sylinderen.



a) *b)*

Figur 2: a) Avstandsklosser, splittring, komprimeringsstav og kloss for utskyving av prøven. b) Avstandsklossene sørger for at ferdig preparert prøve blir 100 mm høy.

Prosedyre

Prøveåpning og homogenisering

Det må sikres at det tas opp nok prøver fra lag med like egenskaper for å få nok materiale til å preparere representative bindemiddelstabiliserte prøver. Prøvene åpnes på vanlig måte, og parametere bestemmes for hver sylinder/blokk/pose (Tabell 1). Så mye materiale som mulig lagres kjølig, tett omsluttet av plast ved 100 % luftfuktighet. Lagringstiden fra prøvetaking til prøveåpning, og fra prøveåpning til innblanding av bindemidler bør være kortest mulig. Prøvene bør helst prepareres umiddelbart etter at bestilling foreligger, og helst innen en-to uker etter prøvetaking.

Homogenisering av materialet utføres om mulig på kjølerom, og materialet holdes kjølig fram til innblanding av bindemiddel. Det må påses at massen ikke mister fuktighet før innblanding av bindemiddel.

Fortrinnsvis skal det unngås å blande masser fra ulike sylindere eller poseprøver da egenskapene til leira (bl.a. mineralogi, leirinnhold, rutineparametere) ofte varierer over dybden. Leiras egenskaper påvirker hvilken styrke og stivhet som oppnås i kalk-/sementstabilisert materiale. Dersom det ikke er nok materiale tilgjengelig, så kan dette avvikes og materiale med like egenskaper fra samme lag homogeniseres.

Dersom det skal prepareres et stort antall prøver, så anbefales det å homogenisere alt av tilgjengelig materiale for hånd eller med en mørtelmikser for å sikre likest mulig egenskaper i leira som benyttes i innblandingsforsøkene.

Ved preparering av et mindre antall prøver (1-3 stk.) kan 1-2 kg løsmasser blandes ved lav hastighet i kjøkkenmaskinen (48-50 rpm) i ca. 30 sekunder. Deretter stoppes maskinen og materiale som har festet seg på veggen i bollen og vispen tilbakeføres til bunnen vha. slikkepott. Maskinen kjøres videre til det oppnås en homogen masse. Blandingstiden noteres. Det tas umiddelbart ut to prøver av den homogene massen for bestemmelse av vanninnhold. Dersom materiale fra flere sylindere eller poseprøver blandes, bestemmes også kornfordelingen av homogenisert masse.

Tabell 1: Parameterbestemmelse

	Prøveåpning[1]	Etter homogenisering[2]	Etter innblanding	Etter herding
Vanninnhold	x (x)	x	x	x
Densitet	x			x
Kornfordeling	x (x)	x		
Organisk innhold	x (x)			
Enaksialforsøk	x			x
Konusforsøk	x (omrørt)			
Flyte-/utrullingsgrense	x (x)			

[1] uforstyrrede prøver og (poseprøver)
[2] like før innblanding av bindemiddel

Innblanding av bindemiddel

Bindemiddelet drysses jevnt over den kjølige homogeniserte massen, og bindemiddel og løsmasser blandes ved lav hastighet i kjøkkenmaskin (48-50 rpm) i ca. 30 sekunder. Deretter stoppes maskinen og materiale som har festet seg på veggen i bollen og vispen tilbakeføres til bunnen vha. slikkepott. Maskinen kjøres videre i ca. 30 sekunder til det oppnås en homogen masse. Blandingstiden noteres. Det tas umiddelbart ut to prøver av den homogene massen tilsatt bindemiddel for bestemmelse av vanninnhold.

Innstamping av prøver

Det prepareres tre prøver for hver leire og bindemiddelkombinasjon som skal herdes like lenge. Som et minimum prepareres tre like prøver som herdes i 28 døgn. Det anbefales å også preparere tre parallelle serier med like prøver som herder i f.eks. 3, 7, 14 og 90 døgn. Prøvene prepareres slik:

1) Avstandskloss/propp smøres inn med silikon. Splittring monteres på bunnstykket før påmontering av sylinder.
2) Sylinderen og endeflatene på proppene smøres med olje e.l. på innsiden for enkel utskyving av prøve etter herding.
3) Fuktig papirfilter legges i bunn av sylinder
4) Mengde materiale (leire og bindemiddel) veies opp slik at densiteten i innbygd prøve tilsvarer densiteten til in-situ løsmasser.
5) Del det innveide materialet opp i fire like deler med lik vekt. Fyll sylinder lagvis med håndholdt kompresjonsstav for å fjerne luftlommer. Avstand fra topp sylinder og ned til lag nr. 2 måles med tommestokk for å påse at massen fyller 5.0-5.5 cm av sylinderen. Når dette er oppnådd stampes lag nr. 3 og 4 inn i sylinderen. Dette sikrer lik vekt i hver halvdel av prøven.

6) Påse at overflaten er godt oppriflet mellom hvert lag for å sikre kontakt med neste lag.
7) Jevn ut overflaten på toppen av prøven, og legg et fuktet papirfilter på toppen av prøven.
8) Fjern splittring fra bunnstykket.
9) Smør silikon rundt toppstykket/proppen og press denne rett ned i toppen av sylinderen vha. enaksialapparatet. Påfør press til topp- og bunnstykket er i kontakt med sylinderveggene for å oppnå riktig volum og dermed densitet av prøven.
10) Proppene må fastholdes (f.eks. vekt på toppen, stropp eller vakuumpakking) for å unngå at prøven får mulighet til å svelle under herding.
11) Legg våt klut rundt prøvesylinderen, og pakk inn prøven i diffusjonstett plast slik at den blir tett.
12) Prøven lagres vertikalt ved 20 ± 2 °C og 100% luftfuktighet fram til utskyvning og testing. Temperaturen i rommet under hele herdeforløpet dokumenteres.

Prøver fra samme blanding (batch) må bygges inn umiddelbart, og må være ferdig innbygd etter maksimalt 30 minutter etter tilsetning av bindemiddel.

Enaksialforsøk
Sylinder med prøve veies før kjøring av enaksialforsøk for kontroll av densitet etter endt herdeperiode. Prøven skyves ut, og høyden kontrollmåles før forsøket for rapportering av H/D-forholdet.

Det undersøkes at endeflatene er plane. Endeflatene pusses eller trimmes ved behov. Vekt og høyde før og etter ev. pussing/trimming registreres.

Enaksialforsøk gjennomføres umiddelbart etter utskyvning. Forsøket kjøres med hastighet 1,5%/min (1,5 mm/min for 10 cm høy prøve). Prøven tørkes etter skjærforsøk for bestemmelse av vanninnhold. Prøven fotograferes etter utskyvning for å dokumentere eventuelle inhomogeniteter, og etter forsøket for å dokumentere bruddform.

RESULTATER FRA INNBLANDINGSFORSØK IHT. KLIMAGRUNNS PROSEDYRE

Løsmasser og bindemiddel

Den nye laboratorieprosedyren er testet ut på tre ulike leirer fra Østlandet, Leire 1, 2 og 3 (Tabell 2). Leirene har ulik kornfordeling, densitet og naturlig vanninnhold. Det er benyttet ulike bindemiddeltyper og -mengder, samt innstampet densitet i de ulike laboratorieprogrammene (Tabell 3).

Evaluering av ny prosedyre

Det er per nå ikke utført et kontrollert studium av repeterbarheten og reproduserbarheten av KlimaGrunns prosedyre og sammenlignet med eksisterende prosedyrer. I datasettet som presenteres her er det totalt preparert 94 stk. prøver iht. KlimaGrunns laboratorieprosedyre. De preparerte prøvene herdet i 1-90 døgn. Temperaturen i rommet ble målt under hele herdeperioden, og lå innenfor kravet om 20 ± 2 °C. Avhengig av tilgang til prøvemateriale, ble det preparert sett med 1-3 prøvestykker fra samme type leire og bindemiddelkombinasjon som

Tabell 2: Oversikt over gjennomsnittlige parametere i leirene før innblanding av bindemiddel.

	Leire 1	Leire 2	Leire 3
Benyttet i lab.prg.	1	2a, 2a2 og 2a3	4a, b, c og d
Leirinnhold[1] (%)	36	47	-
Siltinnhold[1] (%)	63,9	52,9	-
Organisk innhold (%)	0,8	1,4	1,1
Naturlig vanninnhold[1] (%)	34,5	43,5	36,8
Densitet (g/cm^3)	1,90	1,87[2]	1,90
Omrørt skjærfasthet[1] (kPa)	0,12	0,10	-
Plastisitetsindeks[1] (%)	7,1	9,0	-

[1] Etter homogenisering
[2] Densitet basert på veid prøvesylinder

Tabell 3: Bindemiddeltype og -mengde benyttet i de ulike laboratorieprogrammene.

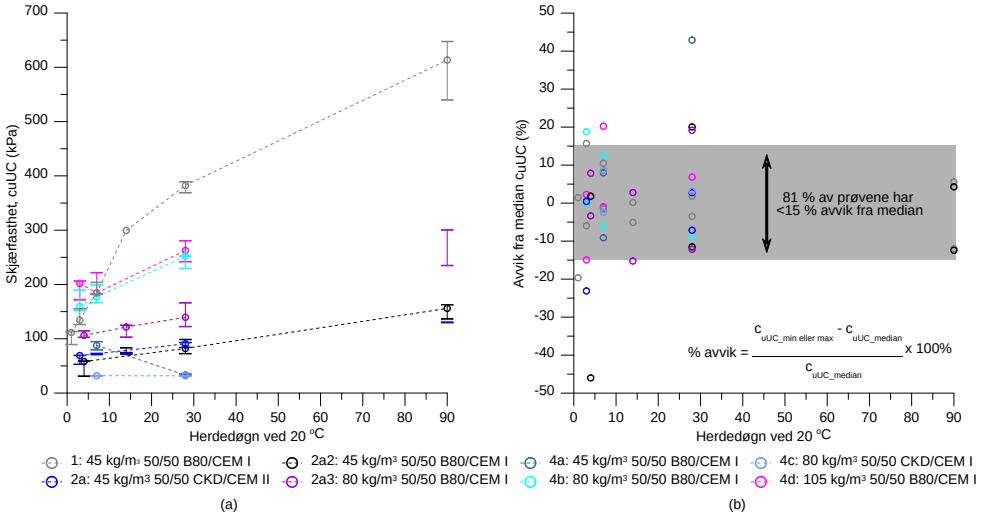
Laboratorieprogram	Bindemiddeltype	Bindemiddelmengde	Innstampet densitet	Antall prøver
1	50/50 B80/CEM I	45 kg/m^3	1,90	23
2a	50/50 CKD/CEM II	45 kg/m^3	1,80[1]	12
2a2	50/50 B80/CEM I	45 kg/m^3	1,80[1]	11
2a3	50/50 B80/CEM I	80 kg/m^3	1,80[1]	12
4a	50/50 B80/CEM I	45 kg/m^3	1,90	6
4b	50/50 B80/CEM I	80 kg/m^3	1,90	9
4c	50/50 CKD/CEM I	80 kg/m^3	1,90	6
4d	50/50 B80/CEM I	105 kg/m^3	1,90	9

[1] Basert på tidligere grunnundersøkelser i området der feltforsøket ble utført. Prøvene til innblandings-forsøkene ble tatt opp ca. 100 m fra førsøksfeltet.

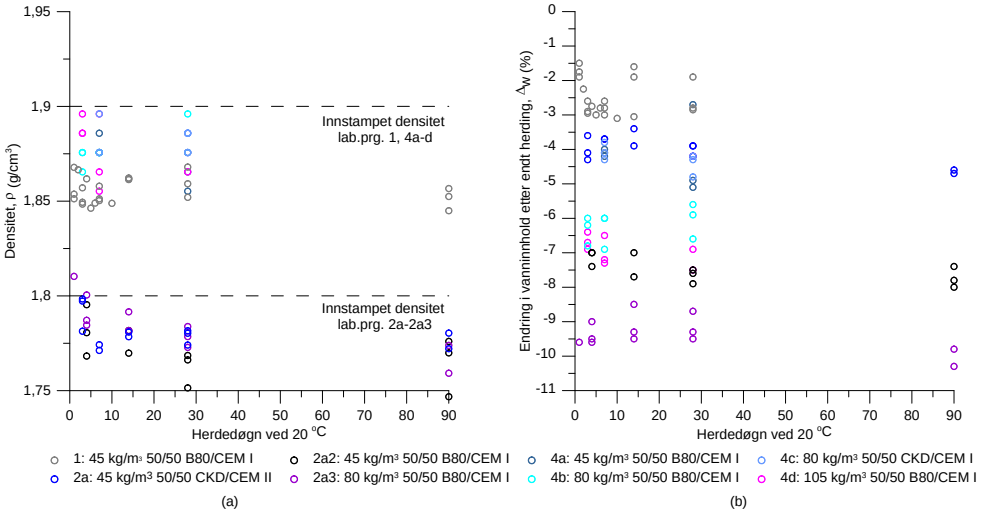
herdet over like mange døgn. Datasettet inneholder 6 sett med kun en prøve, 5 sett med to «like» prøver og 26 sett med tre «like» prøver. De ulike prøvene innenfor hvert sett med lik herdetid ble preparert fra ulike batcher og utgjorde dermed tre serier (f.eks. A, B, C). Dvs. at en batch kunne inneholde fire prøver med ulik herdetid (A3, A14, A28, A90), og at tilsvarende fire prøver ble preparert fra batch B og C. Et «sett» består dermed av f.eks. prøve A28, B28 og C28. Differansen i vanninnhold like etter at bindemiddelet ble tilsatt var liten mellom de ulike batchene benyttet i de inkluderte laboratorieprogrammene (Δw = 0,2-0,6%).

Maksimal skjærfasthet i de ulike prøvestykkene varierer selv om leira, bindemiddelet og herdetiden er lik. I Figur 3a vises median skjærfasthet (c_{uUC_median}) med symboler, og laveste (c_{uUC_min}) og høyeste (c_{uUC_max}) målte skjærfasthet med linjer. Det finnes ingen kriterier for når resultater fra innblandingsforsøk innenfor et «sett» avviker såpass fra hverandre at de skal forkastes. Innenfor betongteknologi prepareres prøver på byggeplass ved uttak av to eller flere prøvelegemer tatt fra et og samme betonglass. Disse herdes i vannbad ved 20 °C i 28 døgn. Prøveresultatet skal forkastes dersom forskjellen mellom høyeste og laveste verdi er mer enn 15 % av gjennomsnittsverdien (Standard Norge 2021), med mindre en undersøkelse gir tilstrekkelig grunnlag til å forkaste en enkelt prøvingsverdi. Ved å benytte dette kriteriet for de inkluderte settene preparert med to og tre prøver, så må hele 52 % av resultatene forkastes.

Det er langt vanskeligere å preparere reproduserbare prøver med leire og bindemidler enn rene betongprøver. Bindemiddelet vil ikke bli helt jevnt fordelt over hele prøven, og det oppstår små luftlommer/-blærer i prøvestykkene. Selv om prøvene stampes inn med lik densitet, så vil det etter endt herding være små forskjeller i densiteten. I KlimaGrunns datasett ble det observert at etter endt herding avvek densiteten med < 3 % fra «bestilt» densitet (Figur 4a). Den største reduksjonen i vanninnhold inntreffer i løpet av de første 1-3 døgnene. Reduksjon i vanninnhold



Figur 3: a) Maksimal udrenert skjærfasthet (c_{uUC}) tolket fra enaksialforsøk på laboratoriepreparerte prøver iht. KlimaGrunns laboratorieprosedyre. Runde symboler markerer median skjærfasthet (c_{uUC_median}) i sett med tre prøvestykker med like betingelser (leire, bindemiddel og herdetid). Laveste (c_{uUC_min}) og høyeste skjærfasthet (c_{uUC_max}) er markert med linjer. b) Prosentvis avvik fra median skjærfasthet c_{uUC_median}.



Figur 4 a) Densitet etter herding. b) Endring i vanninnhold etter herding.

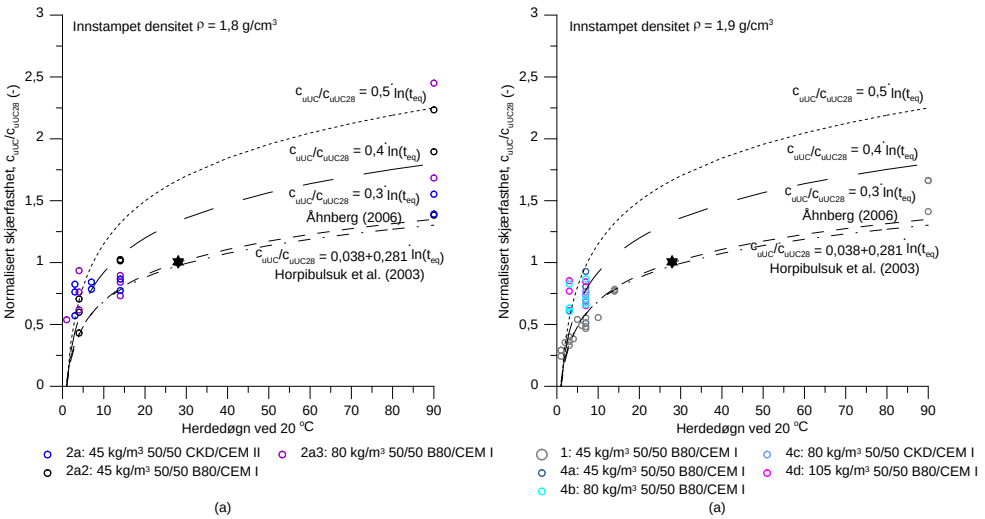
fra homogenisert leire før innblanding til endt herdetid øker som forventet med økende bindemiddelmengde. Kombinasjonen CKD/CEM I og CKD/CEM II ser ut til å gi mindre reduksjon i vanninnhold i samme type leire enn ved å tilsette lik mengde B80/CEM I (Figur 4b). Både inhomogeniteter i fordeling av bindemidler, ulik densitet og vanninnhold påvirker fastheten i de ulike prøvestykkene. Forskjellen i resultatene kan også skyldes at maksimal skjærfasthet oppstår ved ulike bruddtøyninger i de tre ulike prøvestykkene. Størst forskjell i bruddtøyning mellom prøvestykker med ellers like betingelser (leire, bindemiddel og herdetid) ble observert i prøvene som herdet i kun 3 dager i lab.prg. 2a, hvor minste og største bruddtøyningene var på 3,38% og 6,41%.

c_{uUC_median} ligger ofte i nærheten av enten c_{uUC_min} eller c_{uUC_max}. I stedet for å benytte kriteriet fra betongteknologi foreslås det heller å preparere tre «like» prøver og vurdere avviket for c_{uUC_max} og c_{uUC_min} fra c_{uUC_median}, og forkaste resultater som har større avvik fra c_{uUC_median} enn 15 %. Ved å benytte dette kriteriet har 81 % av resultatene mindre enn 15 % avvik fra c_{uUC_median} (Figur 3b).

Korrelasjonsmodell for prediksjon av styrke

I Figur 5 er enaksiell skjærfasthet normalisert på skjærfastheten etter ekvivalent herdetid 28 døgn (c_{uUC28}). Ved å normalisere alle skjærforsøkene på resultatet fra 28 døgns herding, så må korrelasjonskurven gå gjennom punktet (x,y) = (28,1) (markert med stjerne i Figur 5). Åhnberg (2006) sin korrelasjon utgjør en nedre grense i KlimaGrunns datasett, og kan benyttes for en konservativ prediksjon av styrke både på kort (t_{eq} < 28 døgn) og lang sikt (t_{eq} > 28 døgn):

(3)
$$\frac{c_{uUC}}{c_{uUC28}} = 0{,}3 \cdot \ln(t_{eq})$$



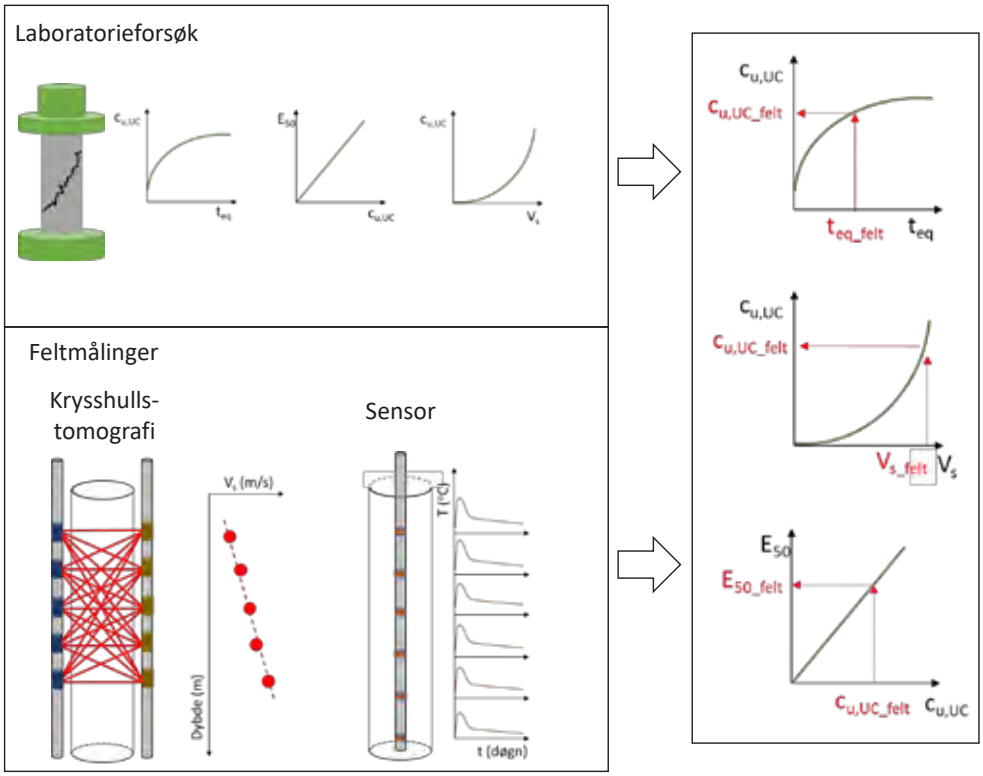
Figur 5: a) Skjærfastheten ved ulike herdetidspunkt normalisert på skjærfastheten etter 28 herdedøgn ved 20 °C for prøver stampet inn med densitet på 1,8 g/cm³ og b) 1,9 g/cm³. c_{uUC}/c_{uUC28} = 1 for alle prøver herdet i 28 døgn, og dette punktet er derfor markert med stjerne.

KORRELASJON MELLOM LABORATORIE- OG FELTMÅLINGER

I KlimaGrunn utvikles en løsning for å dokumentere oppnådd styrke, stivhet og homogenitet i bindemiddelstabiliserte peler. Seismikk og sensorteknologi benyttes for å monitorere herdeforløpet over tid i felt. Krysshullstomgrafi benyttes for å finne skjærbølgehastigheten (V_{s_felt}) og sensorer måler temperaturen ved ulike dybder i pelen (Figur 6). Temperaturen målt i pelen regnes om til ekvivalent herdetid (t_{eq_felt}) ved å benytte ligning 2. I tillegg til å bestemme udrenert skjærfasthet ($c_{u,UC}$), bestemmes også skjærbølgehastigheten (V_s) i de laboratorieprepareerte prøvene etter endt herdetid. Laboratorieresultatene gir grunnlag for å utvikle korrelasjonsmodeller for:

- $c_{u,UC}$ - t_{eq}
- E_{50} - $c_{u,UC}$
- $c_{u,UC}$ - V_s

V_{s_felt} og t_{eq_felt} benyttes for å finne oppnådd skjærfasthet i pelen (c_{uUC_felt}) fra de laboratoriebaserte korrelasjonskurvene, og c_{uUC_felt} benyttes for å finne E_{50_felt} i pelen. Feltdata importeres og korrelasjonsmodellene presenteres i Cautus Web.



Figur 6: Laboratorieforsøk danner grunnlag for korrelasjonsmodeller for udrenert skjærfasthet (c_{uUC}) versus ekvivalent herdetid ved 20 °C (t_{eq}), stivhet (E_{50}) og skjærbølgehastighet (V_s). Skjærbølgehastigheten (V_{s_felt}) ved ulike dybder i pelen måles med krysshullstomografi. Temperaturen målt i pelen regnes om til ekvivalent herdetid (t_{eq_felt}). V_{s_felt} og t_{eq_felt} benyttes for å finne oppnådd skjærfasthet i pelen (c_{uUC_felt}) fra de laboratoriebaserte korrelasjonskurvene. c_{uUC_felt} benyttes for å finne E_{50_felt} i pelen.

DISKUSJON OG KONKLUSJONER

KlimaGrunn har utviklet en ny laboratorieprosedyre for innblandingsforsøk. Iht. ny prosedyre prepareres prøvene med en forhåndsbestemt densitet. Innstampingsmetoden sørger for homogen fordeling av massen over hele prøvens høyde, og det nyutviklede utstyret sørger for uendret volum under herding. Ny prosedyre anbefaler å stampe inn prøver med densitet tilsvarende densitet for in-situ leire og herde prøvene ved 20 ± 2 °C i 100 % luftfuktighet. Etter endt herding viste resultatene at densiteten hadde < 3 % avvik fra «bestilt» densitet. Det er igangsatt en masteroppgave ved NTNU for å undersøke effekten av ulik densitet på oppnådd skjærfasthet.

Selv om det prepareres flere prøver med lik leire (samme lag) og bindemiddelkombinasjon (type, mengde) som herdes under like betingelser (temperatur, tid), så er det variasjon i oppnådd udrenert enaksiell skjærfasthet (c_{uUC}) mellom de ulike prøvene. Det anbefales derfor å preparere tre «like» prøver (lik leire, bindemiddelkombinasjon, herdemiljø). Laboratorieprogrammene utført iht. KlimaGrunns prosedyre viser at 81 % av prøvene i settene med tre «like» prøver i

hver, har < 15 % avvik fra median c_{uUC}. Det bør utføres et kontrollert studium for å finne repeterbarheten og reproduserbarheten av KlimaGrunns prosedyre sammenlignet med eksisterende prosedyrer.

Maksimal skjærfasthet øker med økende bindemiddelmengde. Ved å normalisere c_{uUC} på c_{uUC} etter 28 døgns herding ved 20 °C, så utgjør Åhnberg (2006) sin korrelasjon i ligning 3 en nedre grense i KlimaGrunns datasett, og kan benyttes for en konservativ prediksjon av styrke både på kort (t_{eq} < 28 døgn) og lang sikt (t_{eq} > 28 døgn).

Feltdata korreleres med laboratorieresultatene slik at styrke og stivhet i installerte bindemiddelstabiliserte peler kan predikeres. Bedre samsvar mellom oppnådd styrke i felt og laboratorium vil bidra til optimalisering av bindemiddelmengden for lokale forhold. KlimaGrunn jobber videre med å benytte riggdata og finne nødvendig arbeidsmengde for å oppnå homogene peler i felt.

KlimaGrunn har målt temperaturen ved ulike dybder i en enkeltpel. Temperaturen stiger like etter innblanding. Selv om temperaturen synker igjen, så er det observert at forhøyet temperatur varer over lenger tid, i ribber, grid og blokk. Ved å måle temperaturen i bindemiddelstabiliserte pelesystem og regne denne om til ekvivalent herdetid, vil man kunne predikere styrkeutviklingen basert på laboratorieresultater uansett hvilket system/mønster pelene installeres i.

Skjærbølgehastighet måles på laboratoriepreparerte prøver etter endt herdetid vha. benderelement, og i ulike dybder i bindemiddelstabilisert pel vha. krysshullstomografi. Skjærbølgehastigheten (V_s) øker med økende skjærfasthet (c_{uUC}), og V_{s_felt} benyttes til å finne c_{uUC_felt} fra de laboratoriebaserte korrelasjonskurvene. Det forventes at V_{s_felt} øker med dybden. KlimaGrunn jobber videre med å vurdere effekten av overlagringstrykk under herding, og med å utvikle kostnadseffektive laboratorieprosedyrer for å inkludere effekten av overlagringstrykk.

For å være sikker på at man oppnår kravet til skjærfasthet i pelene, blandes det ofte inn mer bindemiddel enn nødvendig. Iht. NGFs veileder (2012) blandes det normalt inn 90-110 kg bindemiddel/m^3 jord. Laboratorieforsøk kan utføres for å finne optimal bindemiddelmengde. Selv om laboratorieforsøkene viser at man oppnår høy fasthet med lave bindemiddelmengder (45 kg/m^3 jord), så er ofte riggen og installasjonsmetoden (type visp, stigehøyde, rotasjon) begrensningen for hvor lave bindemiddelmengder som kan blandes inn og fortsatt oppnå homogen pel. KlimaGrunn jobber videre med å finne nødvendig innblandingsarbeid for å oppnå homogen pel også med lave mengder bindemiddel.

Ved å tilpasse bindemiddelmengden til lokale grunnforhold vil man i mange tilfeller kunne redusere bindemiddelmengden, og dermed redusere klimagassutslippene knyttet til grunnforsterkning med bindemidler. Laboratorieresultater som er representative for lokale forhold i kombinasjon med feltmålinger for dokumentasjon av styrke, stivhet og homogenitet i feltinstallerte peler bidrar til å oppnå dette.

TAKK TIL

Forfatterene retter en stor takk til alle våre kollegaer som har bidratt til gode diskusjoner så langt i KlimaGrunn. En spesiell takk til alle som har stått på under utførelsen av grunnundersøkelsene og laboratoriearbeidene. Innovasjonspartnerskapet KlimaGrunn finansieres av Innovasjon Norge.

REFERANSER

Bell, F. G. (1996) «Lime stabilization of clay minerals and soils». Engineering Geology 42(4):223–237.

Christensen, S. et al. (1998) «Grunnforsterkning med kalksementpeler». SINTEF Bygg og Miljøteknikk, Trondheim.

Horpibulsuk, S. et al. (2003) «Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis». Géotechnique 53(4), 439-444.

ISO (2017) «Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 7: Unconfined compression test» ISO 17892-7:2017, first edition.

Kitazume, M. og Terashi, M. (2013) «The deep mixing method». CRC Press.

Norsk Geoteknisk Forening (2012) «Veileder for grunnforsterkning med kalksementpeler».

Norsk Geoteknisk Forening (2020). «NGFs beskrivelsestekster for grunnundersøkelser». Melding nr. 10, Rev. nr. 2.

Paniagua, P. et al. (2021) «Strength and stiffness of laboratory-mixed specimens of stabilised Norwegian clays». Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, https://doi.org/10.1680/jgrim.19.00051

Standard Norge (2021) «Betong — Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar». NS-EN 206:2013+A2:2021+NA:2021

Statens vegvesen (2016) «Håndbok R210 Laboratorieundersøkelser».

Vervoorn, R.R.E. og Barros A.A.S. (2020) «Deep soil mixing for stabilising deep excavations. Proceedings for the 18th Nordic Geotechnical Meeting. Helsinki, Finland».

Wiersholm P. (2018) «Temperatureffekter I kalksementstabilisert leire». Masteroppgave ved NTNU.

Åhnberg H. (2006) «Strength of stabilised soils – A laboratory study on clays and organic soils stabilized with different types of binder». Doctoral thesis, Lund University, Lund, Sweden.

Åhnberg, H. og Holm, G. (1987) «Om inverkan av härdningtemperaturen på skjuvhållfastheten hos kalk og cementstabiliserad jord». SGI rapport nr. 30. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

Åhnberg H. et al. (1995) «Cement och kalk för djupstabilisering av jord». SGI rapport no. 48. Statens Geotekniska Institut, Linköping.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

ERFARINGER MED ULIKE KALKSEMENTVARIASJONER

Laboratorieforsøk med ulike typer kalkbaserte bindemidler med hensikt å optimalisere bindemiddeltype, innblandingsmengde og påvirkning på klima og miljø.

Bjørn Kristian Bache og Sølve Hov, NGI
Martin Mengede, Franzefoss Minerals AS

SAMMENDRAG
NGI har utført en rekke utviklingsaktiviteter i samarbeid med Franzefoss Minerals AS (FMI) med formål å kartlegge egenskaper til kalkbaserte bindemidler i kombinasjon med sement. Det er utført en rekke laboratorieforsøk på leire fra NGTS forsøksfelt på Tiller-Flotten, samt leire fra en rekke andre prosjekter i trøndelagsområdet der grunnforsterkning har vært tema. Resultater fra forsøkene gir gode korrelasjoner for skjærfasthet mot innblandingsmengde og vann-bindemiddelforhold dersom bindemidler som benyttes korrigeres for aktivt CaO-innhold. Resultatene viser også at det er en nedre grense for hvor lite bindemiddel som kan benyttes for å få god økning i skjærfasthet. Denne grensen ligger rundt 30 kg/m^3. Effekten av de ulike bindemidlene med hensyn til klimapåvirkning er også analysert, og viser at kostnaden i CO_2-ekv pr kPa økning i skjærfasthet er lavere for innblandingsmengder. Stabilisert materiale er testet for utlekking av miljøgifter og tungmetaller, og viser at stabilisert materiale kan klassifiseres som rent, og tilfredsstiller myndighetenes krav til inerte masser.

SUMMARY
NGI has carried out a number of development activities in collaboration with Franzefoss Minerals AS (FMI), with the aim of mapping the properties of lime-based binders in combination with cement. A number of laboratory experiments have been carried out on clay from the NGTS test field at Tiller-Flotten, as well as clays from other projects in the Trøndelag area where ground improvement has been performed. Results from the experiments shows good correlations between shear strength and the amount of binder and water-binder ratio if the binders that are used are corrected for active CaO content. The results also show that there is a lower limit for binder content that can be used to give a good increase in the shear strength. This limit lies around 30 kg/m^3. The effect of the various binders regarding climate impact has also been analysed and shows that the cost in CO2-eq per kPa increase in shear strength is lower for low amounts of binder. Improved material has been tested for leakage of environmental toxins and heavy metals, and the results shows that stabilised material can be classified as clean, and satisfies the authorities' requirements for inert masses.

INNLEDNING
Kalksementpeler (KS-peler) brukes til ulike formål hvor det er nødvendig å forandre materialegenskapene til jorda, ved å øke styrken og forbedre deformasjonsegenskaper til bløte materialer uten store terrenginngrep. Metoden bruker som regel en blanding av sement og kalk eller CKD (cement kiln dust), og produksjon av disse materialene medfører store

klimautslipp. Franzefoss Minerals AS (FMI), produsent av kalkbaserte bindemidler, startet i 2018 en rekke utviklingsaktiviteter i samarbeid med Norges Geotekniske Institutt (NGI) for å se på variasjon i egenskapene for ulike kalkbaserte bindemidler. Formålet er å kunne optimalisere type bindemiddel med hensyn til klima- og miljøpåvirkning. Resultatene er tatt videre i prosjektet SUSI (Sustainable Soil Improvement) i samarbeid med FMI, Melhus kommune og JLE entreprenør, der det er sett videre på grense for minimum innblandingsmengde og klimaavtrykk. Forsøkene er utført på Tiller-Flotten leira fra NGTS forsøksfelt på Tiller, slik at variasjonen i leiregenskaper er minst mulig.

Det kan være utfordrende å gjenbruke overskuddsmasser av stabilisert leire samtidig som man tilfredsstiller myndighetens miljøkrav. I tillegg til kartlegging av mekaniske egenskaper er det derfor gjort tester for tungmetaller og utlekkingsegenskaper for naturlig leire og leire stabilisert med ulike bindemidler.

BINDEMIDLER OG REAKSJONER

Bindemidler

Brentkalk iht. NS-EN 459 (Bygningskalk) fremstilles ved varmebehandling av kalkstein som varmes opp til 1200 – 1300^{o}C i høye sjaktovner. Det finnes ulike typer brent kalk for stabilisering; herunder ren brentkalk, ren LKD (lime kiln dust), som er et filterstøv fra brentkalkproduksjon og består i hovedsak av brentkalk (CaO) og kalsiumkarbonat ($CaCO_3$), eller kombinasjoner av disse to. De ulike typene kalk som er benyttet er gitt i Tabell 1.

Tabell 1 Kjemisk sammensetning for kalkbaserte bindemidler (Franzefoss Minerals AS, 2019).

Bindemiddel	Andel brentkalk	Andel LKD	CaO + MgO totalt	CaO-aktiv (K_{CaO})	CO_2 (kg CO_2-eq/tonn)
Brentkalk, CL90	100%	0%	>96	~95±5	1 035
Brentkalk, CL80	80%	20%	>96	~85±5	822
Brentkalk, CL70	70%	30%	>90	~75±5	719
LKD	0	100%	>70	~30	0

De ulike typene har ulik andel aktiv og total CaO-andel, noe som er viktig å skille på. Aktiv CaO-andel beskriver hvor stor del av den totale CaO-andelen som er tilgjengelig for å reagere. Forskjellen mellom disse skyldes større partikler med CaO der kun molekyler i overflaten er tilgjengelig for å reagere, eller at deler av CaO-andelen er kjemisk bundet til andre bestanddeler i bindemiddelet.

Andelen aktiv CaO i bindemiddelet er proporsjonal med CO_2-utslippet fra produksjon av bindemiddelet. Produksjon av ren brentkalk tilsvarer et utslipp på 1035 kg CO_2-eq/tonn. For LKD er tilsvarende utslipp 0 kg CO_2-eq/tonn, ettersom CO_2-utslippet følger hovedproduktet brentkalk, CL90, i miljødeklarasjonen (EPD). Rent kjemisk vil det imidlertid være et utslipp knyttet til LKD, i og med at CO_2 frigjøres i det kalkstein omdannes til CaO.

Ved fremstilling av sement benyttes det i tillegg til kalkstein korreksjonsmaterialer som silisiumoksid (kvarts), jernoksid (kisavbrann), kalsiumsulfat (gips) og bauksitt (aluminiumoksid). Blandingen males til et råmel som tørker og kalsineres i et syklontårn. Videre går råmelet gjennom en kalsinator, som kalsinerer råmelet videre før det går inn i en

roterovn. I roterovnen varmes råmelet opp til 1450 grader, og alitt (C_3S), belitt (C_2S), aluminat (C_3A), ferritt(C_4AF), og brentkalk dannes. Sementen som er benyttet i forsøkene er en Portland blandingssement, som også er tilsatt flyveaske fra kullkraftindustrien; CEM II/B-M 42.5R etter EN 197-1. Utslippet for denne typen sement er 625 kg CO_2-eq/tonn (Norcem AS, 2016).

REAKSJONER

Sement

Hovedbestanddelene i portlandsement er silikatene alitt og belitt. Ved hydratisering av sement dannes kalsiumsilikat-hydrat (CSH). Alitten er mer reaktiv enn belitten, og vil reagere raskere i kontakt med vann og bidra til tidlig fasthetsøkning. I tillegg til CSH dannes det også noe kalsiumhydroksid. Denne vil i likhet med kalk gi videre pozzolanreaksjoner med utfelte mineraler fra leira.

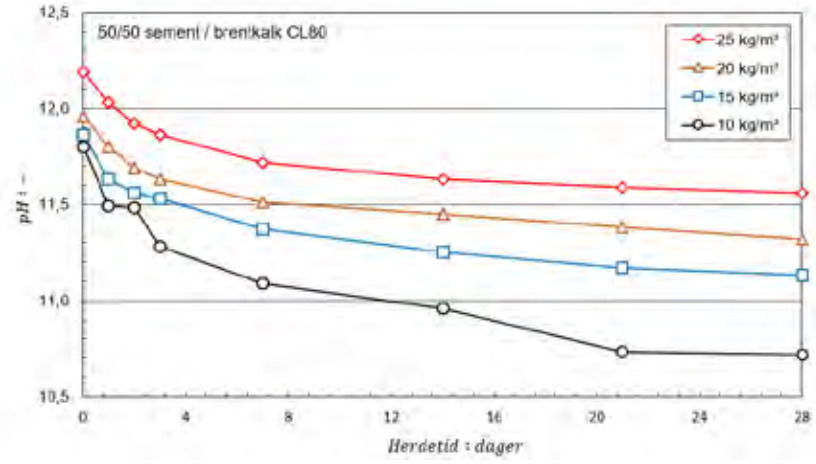
Sementen inneholder også en mindre andel aluminat og ferritt. I reaksjon med vann danner disse kalsiumaluminium-hydrat (CAH). Disse mineralene bidrar til betydelig varmeutvikling, men gir begrenset bidrag til utvikling av fasthet. Varmeutviklingen gjør imidlertid at sementreaksjonene går raskere.

Brentkalk

Ved stabilisering med brentkalk (CaO) oppstår det i hovedsak fem ulike stabiliserende effekter i det brentkalk reagerer med jord og vannpartikler. Dette er hydratisering ("tørking" av leira), flokkulering, ionebytte, karbonatisering og pozzolanreaksjoner (Behnood, 2018; Bergado, 1996; Kitazume & Terashi, 2013; Åhnberg, 1995; Diamond S., 1965).

Ionebytte og etterfølgende flokkulering skjer i hovedsak fra de første sekundene frem til noen timer etter stabilisering. Ionebyttet skyldes overskuddet av Ca^{2+}ioner i porevannet, som gjør at kationer på overflaten av leirpartiklene, i hovedsak Na^+ og K^+, byttes ut. Dette leder til betydelig flokkulering/agglomerering av leirpartiklene og gir leira en grovere og fastere struktur og endret plastisitet. Effekten på leira avhenger av leiras ionebyttekapasitet, som igjen er avhengig av pH, spesifikt overflateareal og leiras geologiske opphav.

Brent kalk reagerer eksotermt i kontakt med vann. Reaksjonen danner $Ca(OH)_2$ som løses i porevannet og øker konsentrasjonen av hydroksidioner (OH^-) slik at pH øker og porevannet blir basisk. Prosessen er direkte målbar ved å måle pH-verdien i porevannet. Resultatet fra slike målinger på stabilisert leire fra Tiller-Flotten er vist i Figur 1, og viser at pH i porevannet avtar med tid. Reduksjonen er raskest de første dagene etter stabilisering, og ser ut til å avta etter ca. 3-4 ukers herding.



Figur 1 Reduksjon av pH i porevann etter innblanding av bindemiddel. I forsøket er det benyttet 50/50 CEM II og Brentkalk CL80. Etter Hov mfl. (innsendt).

Det basiske porevannet gjør at enkelte mineraler i leira løses og frigjøres til å reagere med kalsiumionene i en pozzolanreaksjon. I denne prosessen forbrukes OH^-ionene slik at pH avtar. I pozzolanreaksjoner dannes CSH og/eller CAH. Dette er tilsvarende det som dannes ved hydratisering av sement, og bidrar til styrkeøkning i det stabiliserte materialet ved at nålformede krystaller vokser ut fra mineraloverflaten og skaper permanente bindinger mellom jordpartiklene. Det er utført XRD-analyser på leirmaterialet før og etter stabilisering. Analysene viser en reduksjon i kvartsmineralene (SiO_2) i leira etter stabilisering, mens mengden aluminiumoksid (Al_2O_3) er konstant. Det betyr at løsning av kvarts (SiO_2) i det basiske porevannet er hovedbidraget til pozzolanreaksjonene i jord-bindemiddel reaksjonen.

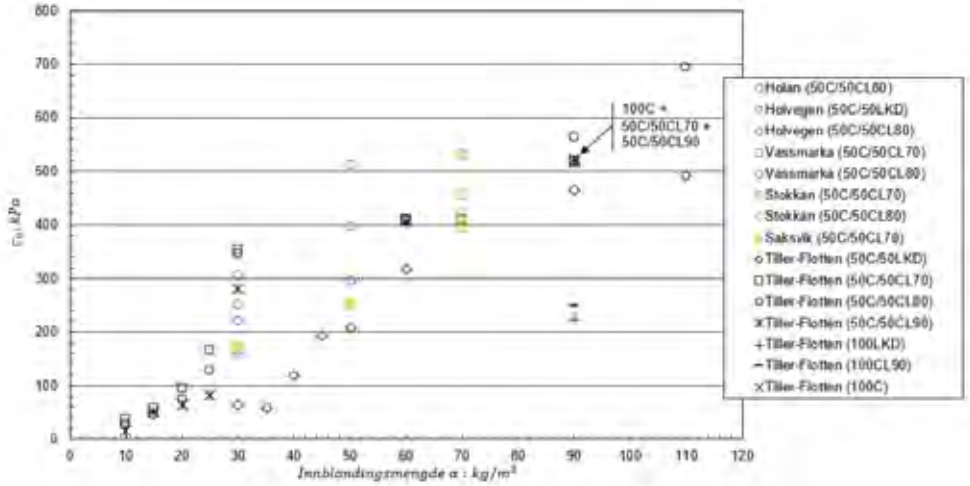
Karbonatisering av brentkalk er en prosess som pågår sakte over lang tid, i det kalsiumhydroksid, $Ca(OH)_2$ reagerer med CO_2 og danner $CaCO_3$. Prosessen er sannsynligvis lite bidragsgivende for styrken de første 28 dagene etter stabilisering.

LABORATORIEFORSØK

I samarbeid med Franzefoss minerals FMI er det utført laboratorieundersøkelser på leire fra NGTS-forsøksfeltet på Tiller. I tillegg er det gjort forsøk med samme type bindemidler i flere kommersielle prosjekter i nærheten av trondheimsområdet. Forsøkene er i hovedsak utført på leire og kvikkleire med vanninnhold fra 25 til 45%. Det er gjort forsøk med varierende bindemiddelmengde, α, og det er særlig fokusert på forsøk med lav innblandingsmengde i området 10 – 50 kg/m^3. Detaljert informasjon om laboratorieoppsett og grunnforhold, herunder indeksegenskaper, XRD og XRF analyser finnes i (Norges Geotekniske Institutt, 2020).

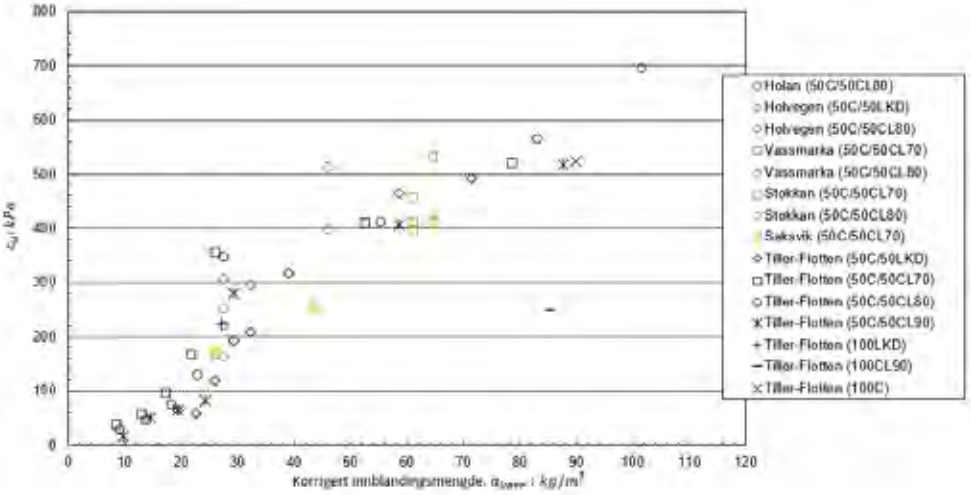
I forsøkene som er utført er det benyttet blandinger med 50/50 sement og ulike typer kalk. I tillegg er det gjort forsøk med ren brentkalk, ren LKD og ren sement. Hovedandelen av prøvene har herdet i 28 dager i romtemperatur, ca. 20^{O}C (Bache m.fl., 2021), men enkelte prøver er testet etter kortere herdetid. En sammenstilling av resultat av udrenert skjærfasthet

mot innblandingsmengde er vist i Figur 2. Resultatene viser som forventet at skjærfastheten øker med andel bindemiddel, og at skjærfastheten ved lik innblandingsmengde er høyere for bindemidler med høy andel CaO-aktiv.



Figur 2 Sammenstilling av resultater som viser innblandingsmengde, α, mot skjærfasthet. Etter Hov mfl. (innsendt).

Figur 2 viser en god del spredning i data. Ettersom det er den aktive CaO-andelen som er tilgjengelig for å reagere, kan bindemiddelinnholdet korrigeres med hensyn på CaO-aktiv. Dette gir vesentlig bedre sammenheng mellom innblandingsmengde og oppnådd fasthet, vist i Figur 3.

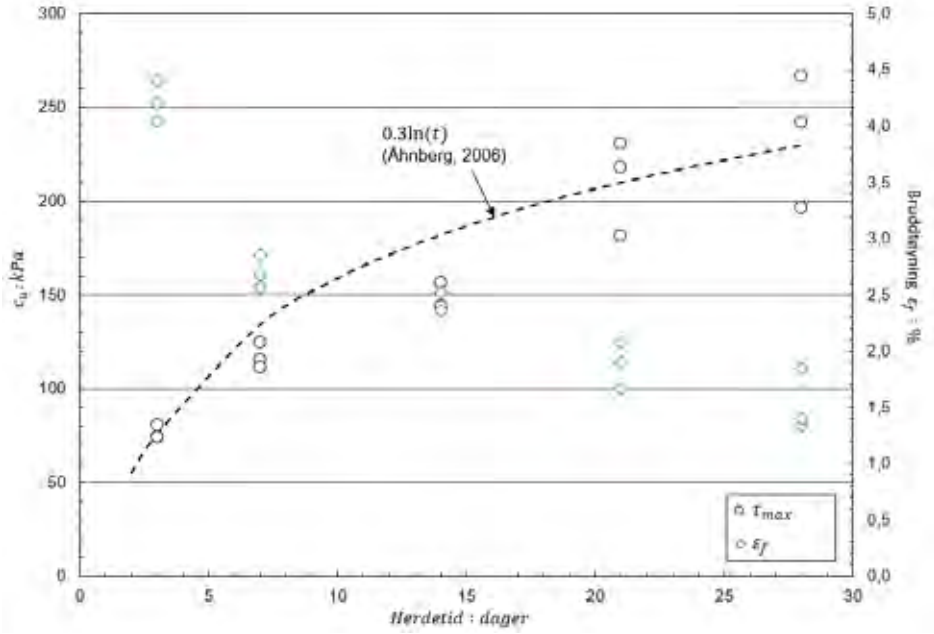


Figur 3 Sammenstilling av resultater som viser korrigert innblandingsmengde, $\alpha_{,korr,}$ mot skjærfasthet. Etter Hov mfl. (innsendt).

Figur 3 viser at resultatene danner en S-formet kurve. Fasthetsøkningen fra 30 kg/m^3 til 100 kg/m^3 synes å være tilnærmet lineær. Prøver med mindre enn 30 kg/m^3 viser et dropp i skjærfasthet, og prøver med 10-25 kg/m^3 bindemiddel viser svært beskjeden fasthetsutvikling. Et sted rundt 25 - 30 kg/m^3 virker det å være en nedre grense for hvor lite bindemiddel det er mulig å bruke og samtidig oppnå god fasthetsøkning i stabiliserte materialer.

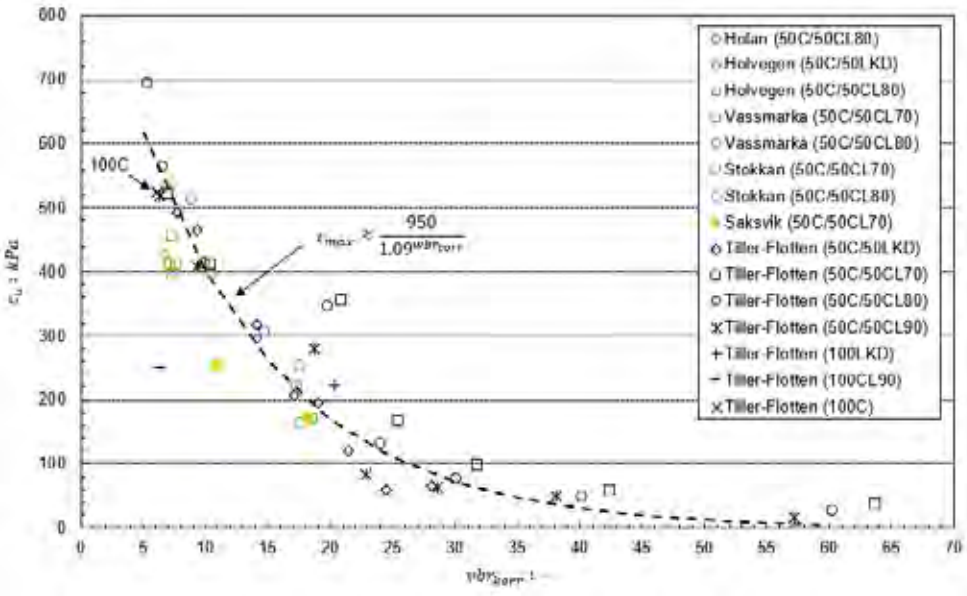
Det bemerkes at prøvene som er stabilisert med ren brentkalk (100% CL90) gir lavere fasthet enn prøvene som er blandet med 50/50 kalk/sement. Dette er forventet ettersom sementen gir vesentlig raskere styrkeoppbygning enn kalken (Åhnberg 2006). Oppnådd fasthet med 100% ren brentkalk er omtrent halvparten av fastheten oppnådd med 100% sement etter 28 dager herding. Det bemerkes også at innblanding med 100% CKD gir lavere styrke enn trenden når en ser på innblandingsmengde, men faller innenfor trenden når innblandingsmengden korrigeres med hensyn på CaO-aktiv. Dette kan muligens skyldes at stabilisering med ren brentkalk ikke når sitt fulle potensiale fordi den oppløste kvartsen i leira i stor grad blir oppbrukt.

I forbindelse med prosjektet E6 Kvithammer – Åsen er det utført laboratorieforsøk på stabilisert leire etter 3, 7, 14, 21 og 28 dagers herding, se Figur 4. Resultatene viser en fasthetsutvikling tilsvarende 0,3*ln(t), som beskrevet i (Åhnberg H. , 2006). Like interessant er reduksjonen i bruddtøyning med tid. Reduksjon av bruddtøyning og samtidig økning i fasthet betyr at stivheten i det stabiliserte materialet øker betraktelig over tid. Dette samsvarer med tidligere funn i Paniagua (2020), og er viktig å være klar over i forbindelse med fundamentering av konstruksjoner på stabilisert leire.



Figur 4 Fasthet- og tøyningsutvikling ved herding av kalksementstabilisert leire. Etter Hov mfl. (innsendt).

En annen mye brukt parameter for å estimere skjærfasthet i stabilisert materiale er vann-bindemiddel-raten, vbr, definert av blant andre Kitazume og Terashi (2013). Dette forholdet gjenkjennes som w/c-tallet fra betongteknologi og for stabilisering med ren sement, og det foreligger mye forskning på dette (Åhnberg m. , 1995; Horpibulusk S., 2003). Forholdet er imidlertid lite benyttet i skandinavisk praksis. En sammenstilling av forholdet mellom skjærfasthet og vann-bindemiddel raten er vist i Figur 5. Tilsvarende som for bindemiddelmengde gir sammenstillingen bedre samsvar dersom mengden bindemiddel korrigeres for aktivt CaO-innhold. Forløpet kan tilnærmes med Abrams' (1918) forløp for betong, gitt av $c_u = A/B^{vbr}$, der A og B er empiriske konstanter. A=950 og B= 1,09 samsvarer godt for trønderske leirer.

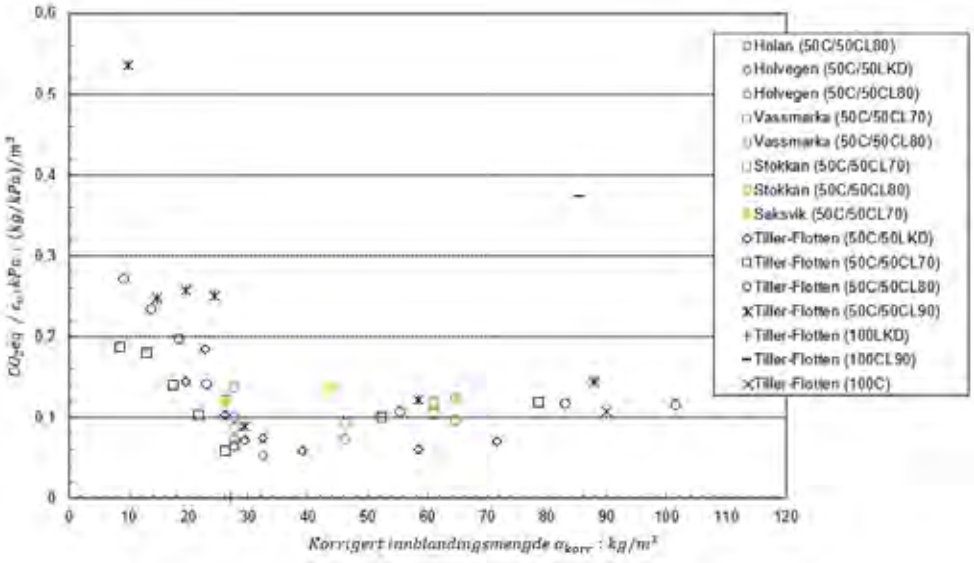


Figur 5 Sammenstilling av resultater som viser korrigert vann/bindemiddelforhold (vbr) mot skjærfasthet. Trendlinje for skjærfasthet kan etableres basert på Abrams (1918). Etter Hov mfl. (innsendt).

KLIMAPÅVIRKNING

I et forsøk på å se hvilket bindemiddel og hvilken innblandingsmengde som er mest optimal med hensyn på CO_2-utslipp er det laget en sammenstilling der utslippet fra forbrukt bindemiddel i CO_2-ekvivalenter er normalisert med hensyn på oppnådd skjærfasthet. Plott sammen med korrigert innblandingsmengde er vist i Figur 6. Som forventet gir bindemiddelmengder mindre enn 30 kg/m^3 forhøyet CO_2-utslipp pr. kPa økning i skjærfasthet. Dette skyldes i hovedsak at økningen i skjærfasthet er liten ved mindre bindemiddelmengder. Fra 30 kg/m^3 opptil 100 kg/m^3 er det en svak økning i CO_2-uslipp pr. kPa, men trenden kamufleres noe av egenspredningen i resultatene. Det kan imidlertid se ut som lavest CO2-utslipp oppnås ved å benytte en lav innblandingsmengde, i størrelsesorden 30-50 kg/m^3. Slik innblandingsmengde samsvarer med laveste innblanding som kan utføres med dagens KS-rigger, gitt normal opptrekkshastighet ved stabilisering.

Resultatene viser også at det er en liten forskjell i hvilken type bindemiddel som er benyttet, men forskjellen mellom bindemidlene kamufleres noe av egenspredningen i forsøkene. Ved bruk av mer enn 30 kg/m^3 innblandingsmengde er det en tendens til økende CO_2-avtrykk per kPa økning i skjærfasthet.



Figur 6 Effekt av ulike innblandingsmengder, i form av CO_2-ekvivalenter normalisert på økning i skjærfasthet. Etter Hov mfl. (innsendt).

RESULTAT FRA UTLEKKINGSTESTER

Det er utført ulike utlekkingstester på stabilisert og ustabilisert materiale for å se på miljøeffektene ved stabilisering med kalksement. Testene er utført på laboratoriestabilisert leire fra NGTS-forsøksfeltet på Tiller-Flotten utenfor Trondheim. Resultatene for totalinnhold av tungmetaller, er sammenstilt og vist i tabell 2. Resultatene er klassifisert etter Miljødirektoratets veileder for forurenset grunn (SFT, 2009), med lokale grenseverdier på krom og nikkel gjeldene for Trondheim kommune (Trondheim kommune, 2017). Alle prøvene er blandet med innblandingsmengde 90 kg/m^3.

Ufortynnet stabilisert materiale klassifiseres i tilstandsklasse I. Ren leire, referanseprøven fra Tiller-Flotten, vurderes som ren. Konsentrasjonene av krom og nikkel er forhøyet, men ligger innenfor Trondheim kommunes maksgrense for disse stoffene. Den er derfor kontrollert for innhold av krom VI, slik reglene for Trondheim kommune krever, men det er ikke påvist krom VI i leira.

Blandingsmasser av ren leire blandet med stabilisert materiale har forhøyde konsentrasjoner av krom og nikkel, noe som skyldes bakgrunnsverdiene til leira. For øvrig ser det ut til at innblanding av bindemidler, uansett type, bidrar til at disse to metallverdiene faller under normverdiene for Trondheim kommune.

Tabell 2 Totalinnhold i herdet, ufortynnet KS-materiale av tungmetaller i mg/kg tørrstoff for ulike innblandinger av brentkalk og FA-sement. Alt KS-materiale har herdet 28 døgn. I tillegg er det vist normverdier, og nedre grense for farlig avfall. Fotnotene er fra Trondheim kommunes regelverk. Verdier i mg/kg.

ELEMENT	Arsen	Kadmium	Krom	Kopper	Kvikk-sølv	Nikkel	Bly	Sink	Krom VI
Ren leire Tiller Flotten	0,8	<0,22	150	100	0,12	100	12	140	<0,2
Leire med ublandet LKD	2	<0,1	99,9	55,3	<0,2	69	11	110	0,12
Leire med ublandet CL90	<0,5	<0,1	100	52,6	<0,20	67	9	94	<0,06
Leire med CL90 og FA-sement 50/50 Prøve 1	<0,5	<0,1	88	49	<0,2	59,6	8	75	-
Leire med CL90 og FA-sement 50/50 Prøve 2	<0,5	<0,1	91	48	<0,2	62	9	74	-
Gravemasse av leire og leire med ublandet CL90 dekningsgrad 35%	1,9	<0,02	120	53	0,16	79	8	92	0,23
Normverdi, SFT 2009	8	1,5	50	100	1	60	60	200	2
Normverdi Trondheim kommune*	8	1,5	100 (150**)	100	1	75 (112**)	60	200	2 (3**)
Nedre grenseverdi for farlig avfall	1000	1000	25 000	25 000	1000	2500	2500	25 000	-

*Grenseverdiene for krom og nikkel i ren jord i Trondheim er høyere enn Miljødirktoratets normverdier. Grenseverdiene representerer naturlig bakgrunnsnivå i Trondheim.

( ) Maksverdi. Maksverdien gjelder enkeltprøver der gjennomsnittet likevel tilfredsstiller grenseverdien. Siden massene er omrørt, er fortynning uunngåelig. Dette blir en praktisk tilnærming for fornuftig disponering.

**Dersom krom-total i en prøve overskrider 100 mg/kg TS, må det analyseres for krom VI. Hvis det ikke påvises krom VI over grenseverdien, kan inntil 150 mg/kg krom-total anses som ren jord.

Ved analyser av totalinnhold (faststoffanalyser) på stabilisert materiale ble det også analysert på organiske forbindelser. I tabell 3 er de påviste konsentrasjonene presentert sammen med gjeldende grenseverdier fra avfallsforskriften. Ufortynnet stabilisert materiale tilfredsstiller grenseverdier for å kunne deponeres på deponi for inert avfall for organiske parametere. Det samme gjelder for blandingsmasser av leire blandet med stabilisert materiale.

Tabell 3 Totalinnhold i ufortynnet stabilisert materiale av organiske parametere sammenlignet med grenseverdiene fra avfallsforskriften (mg/kg tørrstoff).

Prøve/Parameter	**Sum BTEX (mg/kg)**	**PCB_7 (mg/kg)**	**Mineralolje (C_{10} - C_{35}) (mg/kg)**	**Benso-(a)pyren (mg/kg)**	**PAH_{16} (mg/kg)**
Ren leire Tiller Flotten. Referanse	i.p.	<0,007	58	0,015	0,39
Leire med ublandet LKD	i.p.	<0,01	210	<0,01	<0,08
Leire med ublandet CL90	i.p.	<0,01	<10	<0,01	<0,08
Leire med CL0 og FA-sement 50/50 Prøve 1	i.p.	<0,01	11	0,03	0,49
Leire med CL90 og FA-sement 50/50 Prøve 2	i.p.	<0,01	i.p.	<0,01	<0,08
Gravemasse av leire og leire med ren CL90 90kg/m^3, dekningsgrad 35%	i.p.	<0,007	i.p.	0,012	0,042
Grenseverdi for avfall til inert deponi	6	1	500	2	20
Normverdier	0,01	0,01	100	0,1	2

i.p. = ikke påvist over rapporteringsgrensen for analysen

Verdier for utlekking analyseres ved å benytte ristetester og kolonnetester. Ristetester er utført i henhold til NS-EN 12457-2 *Utlekking - samsvarsprøve av utlekking av granulært avfallsmateriale og slam*. Prøvematerialet ristes i 24 timer med renset ionebyttet vann i et væske-/tørrstoff-forhold på 10 (L/S= 10). pH og ledningsevne blir målt i utlekkingseluatet, og eluatet analyseres for innhold av elementene gitt i avfallsforskriften, kap. 9 vedlegg II.

I kolonnetesten pakkes materialet i en kolonne og rent vann pumpes gjennom sakte fra bunnen av kolonnen. Når ønsket L/S-forhold er oppnådd, i dette tilfellet L/S = 0,1 (tilsvarer 0,1 liter vann per kilo faststoff), tas det ut en vannprøve for kjemisk analyse. Vannet analyseres for innhold av elementene gitt i avfallsforskriften.

Tabell 4 og 5 viser resultatene fra henholdsvis ristetest og kolonnetest. I begge tabellene er resultatene sammenlignet med grenseverdier (GV) for utlekking for avfall som kan legges på deponi for inerte masser. Overskridelser av grenseverdiene for inert avfall er markert med grå farge for de aktuelle parameterne.

Ved utlekking, både i ristetest og kolonnetest, overskrider ufortynnet stabilisert materiale med høy innblandingsmengde av LKD grenseverdier for molybden fra avfallsforskriften for deponering på inert deponi i en av to prøver. For de øvrige innblandingene er det ikke påvist utlekking ut over verdier for inert avfall, hverken i ristetestene eller kolonnetestene.

Tabell 4 Utlekking i mg/kg tørrstoff etter ristetest (L/S = 10) på ufortynnet pelemateriale.

Ristetest	Leire med LKD og FA-sement 50/50 Prøve 1 (mg/kg)	Leire med LKD og FA-sement 50/50 Prøve 2 (mg/kg)	Leire med CL90 og FA-sement 50/50 Prøve 1 (mg/kg)	Leire med CL90 og FA-sement 50/50 Prøve 2 (mg/kg)	Leire med FA-sement (mg/kg)	Leire med ublandet LKD (mg/kg)	Leire med ublandet CL90 (mg/kg)	GV for avfall til inert deponi (L/S=10) (mg/kg)
Arsen	0,014	<0,020	<0,01	<0,020	<0,020	<0,01	<0,01	0,5
Barium	0,20	0,497	0,46	0,788	0,558	0,8	0,781	20
Kadmium	<0,005	<0,0020	<0,005	<0,0020	<0,0020	<0,002	<0,002	0,04
Krom	0,098	0,072	<0,05	0,065	0,235	<0,050	<0,05	0,5
Kopper	0,19	0,141	0,10	<0,100	<0,100	0,091	0,099	2
Kvikksølv	0,00020	0,0002	0,00031	0,00034	<0,00010	0,00069	0,00083	0,01
Molybden	0,69	0,274	0,085	<0,100	0,294	0,098	<0,01	0,5
Nikkel	0,05	<0,030	<0,03	<0,030	0,042	<0,030	<0,03	0,4
Bly	<0,01	<0,010	0,015	0,032	<0,010	0,145	0,350	0,5
Antimon	<0,01	<0,010	<0,01	<0,010	<0,010	<0,010	<0,01	0,06
Selen	<0,05	<0,020	<0,05	<0,020	0,022	<0,010	<0,01	0,1
Sink	0,24	0,553	0,41	0,766	0,571	0,714	0,582	4
Cr^{6+}	0,092	0,072	<0,04	0,069	0,269	<8,0	<0,04	-

Tabell 5 Utlekking i mg/l etter kolonnetest (L/S = 0,1) på ufortynnet pelemateriale.

Kolonne-test	**Leire med LKD (mg/l)**	**Leire med ublandet CL90 (mg/l)**	**Leire med LKD og FA-sement 50/50 (mg/l)**	**Leire med CL90 og FA-sement 50/50 (mg/l)**	**Leire med FAsement (mg/l)**	**GV for avfall til inert deponi (L/S=0,1 l/kg) (mg/l)**
Arsen	0,0045	<0,002	0,0051	<0,002	0,0021	0,06
Barium	0,0212	0,0198	0,0322	0,12	0,0072	4
Kadmium	<0,0002	<0,0002	<0,0002	<0,0002	<0,0002	0,02
Krom	0,0082	0,0064	0,0287	0,009	0,0217	0,1
Kopper	0,077	0,0382	0,056	0,0264	0,039	0,6
Kvikksølv	0,000142	0,000073	0,000113	0,000073	0,000058	0,002
Molybden	0,342	0,0321	0,0945	0,0693	0,0635	0,2
Nikkel	0,0214	0,0196	0,0075	0,0082	0,0043	0,12
Bly	0,0273	0,0294	0,0224	0,043	0,0304	0,15
Antimon	<0,001	0,001	0,0014	0,0019	<0,001	0,1
Selen	0,0083	<0,002	0,0026	<0,002	0,0047	0,04
Sink	0,479	0,314	0,0794	0,0773	0,0455	1,2
Cr^{6+}	0,0090	0,0076	0,0305	0,0112	0,0287	-

Ved utlekking, både i ristetest og kolonnetest, er det kun overskridelse for ufortynnet stabilisert materiale med høy innblandingsmengde av LKD i forhold til grenseverdier for molybden fra avfallsforskriften for deponering på inert deponi. Etter utgraving (blanding med omkringliggende leire) vil materialets gjennomsnittlige utlekking falle under grenseverdiene og materialet vil tilfredsstille kravene for deponering på inert deponi. Krav til deponering på inert deponi vil også kunne tilfredsstilles ved å benytte en mindre bindemiddelmengde enn 90 kg/m^3, som er benyttet i utlekkingstestene. Øvrige elementer tilfredsstiller krav til deponering på inert deponi, også for ufortynnet pelemateriale. At utgravd pelemateriale kan karakteriseres som inert medfører at massene kan gjenbrukes i prosjekter, f.eks. i leirfyllinger eller som impermeabelt tettesjikt i deponier.

KILDER

Bache, B.K., Wiersholm, P., Paniagua, P. og Emdal, A. (2021). In press, Effect of temperature on the strength of lime-cement stabilized Norwegian clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Behnood, A. (2018). Soil and clay stabilization with calcium- and non-calcium-based additives: A state-of-the-art review of challenges, approaches and techniques. Transportation Geotechnics(7), 14-32.

Bergado, D.T. (1996). Soft Ground Improvement: In Lowland and Other Environment. American Society of Civil Engineers.

Diamond, S. og Kinter, E.B. (1965). Mechanisms of soil-lime stabilization. Materials Division, Office of Research and Development., U.S. Bureau of Public Roads.

Franzefoss Minerals AS. (2021). Environmental Product Declaration burnt quicklime.

Horpibulusk, S., Miura, N. og Nagaraj, T.S. (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis. Géotechnique, Vol 53, No.4, 439-444.

Hov, S., Paniagua, P., Sætre, C., Rueslåtten, H., Størdal, I., Mengede, M., Mevik, C. (innsendt). Lime-cement stabilisation of Trondheim clays and its impact on carbon dioxide emissions. Manuskript innsendt for publikasjon.

Kitazume, M., og Terashi, M. (2013). The deep mixing method. London: CRS press.

Norcem AS. (2016). Environmental Product Declaration CEM II.

Norges Geotekniske Institutt. (2020). 20200055-01-TN Sustainable Soil Improvement (SUSI) - Work Package 1 - Laboratory testing results.

Paniagua, P., Bache, B.K, Karlsrud, K. og Lund, A.K. (2020). Strength and stiffness parameters of laboratory-mixed specimens of stabilised Norwegian clays. Ground Improvement 0, 1-14.

Åhnberg, H. (2006). Strength of stabilised soils. A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder. Lund: Lund University.

Åhnberg, H., Johansson, S-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmquist, L. og Holm, G. (1995). Cement och kalk för djupstabilisering av jord. En kemisk-fysikalisk studie av stabiliseringseffekter. SGI-rapport 48. Linköping: Statens Geotekniska Institut.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

GEOTOLK-TOLKNING AV TOTALSONDERINGER MED MASKINLÆRING

Geotolk-prediction of total soundings with machine learning

Tellef Kydland, Henning Firman, Kristian Aunaas
Norconsult AS

SAMMENDRAG

Norconsult avd. Geoteknikk har siden høsten 2019 samarbeidet med Norconsult Informasjonssystemer (NOIS) med å utvikle en maskinlæringsmodell for å tolke totalsonderinger. Ved hjelp av kunstig intelligens er det utviklet et system som automatisk foreslår en tolket lagdeling basert på en totalsondering. Dette er gjort ved hjelp av store datasett fra prosjekter i Norge. Modellen er bygget på totalt ca. 170 000 grunnundersøkelser. Ved å knytte resultatene fra totalsonderingene sammen med nærliggende trykksonderinger (CPTU), jordprøver og digitale borelogger, er modellen opplært til å tolke grunnens lagdeling. Tolket lagdeling kan videre benyttes sammen med Geosuite-pakken eller LeapFrog til å visualisere og benytte tolkningene i 3D-modeller.

SUMMARY

Since the autumn of 2019, Norconsult's Department of Geotechnics has collaborated with Norconsult Information Systems (NOIS) to develop a machine learning model for interpreting total soundings. Using artificial intelligence, we have now developed a system that automatically suggests an interpreted stratification from a total sounding. This has been done using large datasets from projects in Norway. The model is built on approx. 170 000 soundings from all over Norway. By linking the results from the total soundings together with nearby pressure soundings (CPTU), soil samples and digital drilling logs, the model has been trained to interpret the stratification of the ground (soil-layering). Interpreted layering can also be used with the Geosuite package or LeapFrog to visualize and use the interpretations in 3D models.

INNLEDNING

Norconsult gjennomførte i 2019 en casestudie for å undersøke bruksområder for stordata og kunstig intelligens innenfor de ulike fagdisiplinene. Dette resulterte i at det geotekniske fagmiljøet har samarbeidet med Norconsult Informasjonssystemer siden høsten 2019 for å utvikle en maskinlæringsmodell som er i stand til å tolke totalsonderinger. Tjenesten heter GeoTolk og kan ved hjelp av maskinlæring automatisk foreslå en tolket lagdeling fra en totalsondering.

BAKGRUNN

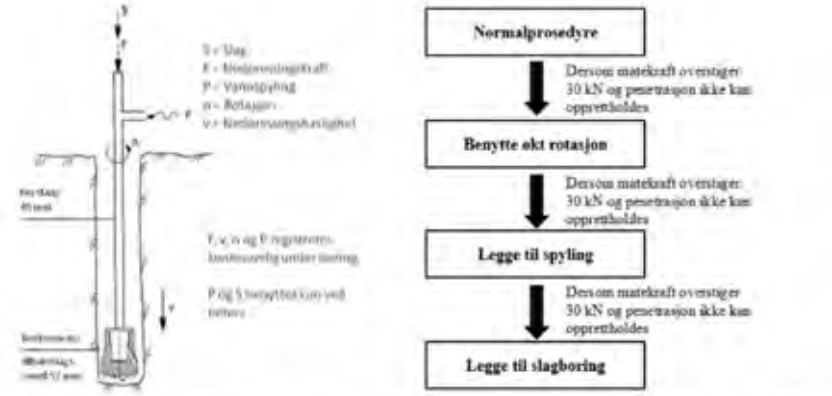
Bygg-og anleggsnæringen utvikler seg stadig raskere. Bygninger og annen infrastruktur blir stadig større og mer komplekse. Strengere krav til prosjektering og høy aktivitet i bransjen har ført til økt etterspørsel etter geoteknikere. Dagens manglende kapasitet innen geoteknisk prosjektering skaper flaskehalser som hindrer fremdrift i mange bygg- og anleggsprosjekter. (NGI, 2021). Dette medfører et stort behov i bransjen til å ta i bruk ny teknologi som kan automatisere arbeidsprosesser som er tidkrevende. Et eksempel på en slik arbeidsprosess er tolkning og digitalisering av grunnforhold i 2D og 3D. Dagens verktøy for å gjennomføre denne prosessen er lite effektive, noe som resulterer i at arbeidet er tidkrevende. Et resultat av dette er at modellering av grunnforhold utsettes eller begrenses i omfang. Tidlig oversikt over grunnforholdene i modell anses som svært verdifullt for et prosjekt. Dette for å raskere få bedre oversikt over problemstillingene i prosjektet, og samtidig forenkle formidlingen av kritisk grunnforhold til flere fag. Dette vil kunne redusere usikkerheten tidlig i prosjektet.

Underliggende avsnitt er i stor grad hentet fra (Kydland & Skjæret, 2019) og forklarer totalsondering som metode, og hvordan datasett fra totalsonderinger kan benyttes i maskinlæring. For innføring kun i programmet GeoTolk se side 47.5.

TOTALSONDERING

Totalsondering er en mye benyttet metode for sonderinger i jordprofiler bestående av tette sand-, grus- og steinholdige lag, men benyttes også i bløtere løsmasser som leire og silt. Totalsondering er en videreutvikling av dreietrykkssondering og fjellkontrollboring. Tradisjonell dreietrykksondering går ut på at man både dreier og trykker borstenger ned i bakken med konstant hastighet og dreiehastighet (Norsk Geoteknisk forening, 1989). Metoden blir benyttet for å finne den relative laginndelingen i løsmasser og for å bestemme dybden til faste lag. Til forskjell fra standard dreietrykksondering kan det i totalsondering påføres både økt rotasjon, slag og spyling for å penetrere gjennom stein, blokk og berg.

Påføringen av økt rotasjon, spyling og slag skal skje stegvis og i følgende rekkefølge; Dersom normert penetrasjonshastighet ikke opprettholdes, øker man først rotasjonen på borstangen. Dersom dette ikke er tilstrekkelig, påføres i tillegg spyling ved borspiss i form av enten vanntrykk eller luft og slag, (se Figur 1. Utstyr og metodikk). Dette er identisk med prosedyren for fjellkontrollboring. Dersom ikke normert penetrasjonshastighet kan oppnås skal også slagboring benyttes i tillegg.



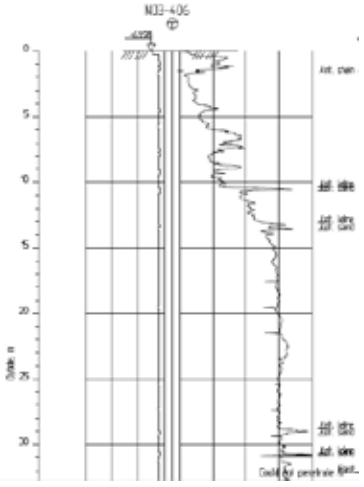
(a) Prinsippskisse for totalsondering. Hentet fra figur 15 i Vegvesen (2014b)

(b) Prosedyre for utførelse av totalsondering. Hentet fra figur 3 i Norsk Geoteknisk forening (1989)

Figur 1. Utstyr og metodikk

Resultatet fra totalsonderingen presenteres i et bordiagram som viser jordens motstand mot penetrasjon. Diagrammet viser også ved hvilke dybder bor-operatørene måtte påføre økt rotasjon, spyling og slag. Med denne informasjonen kan man bestemme lagdelingen i jordprofilet basert på den relative motstanden i penetrasjonsdybden. Figur 2. Eksempel totalsondering NO3-406 viser et typisk resultat fra en totalsondering, med tilhørende tolket lagdeling fra borleder. Som gjengitt i Emdal et al. (2017) har metoden den klare fordelen at den kan benyttes i harde avsetninger av sand og grus. Metoden er også godt egnet for å detektere dybden til berg. Dette medfører at metoden er den mest brukte i Norge i dag.

Figur 2. Eksempel totalsondering NO3-406



I motsetning til trykksondering (CPTu) gir ikke sonderingen direkte informasjon om spissmotstanden, sidefriksjonen og poretrykket ved spiss. All påføring av krefter skjer på bakkeplan, noe som kan gjøre det krevende å tolke hvor mye som påføres ved borkronen. Metoden gir derfor en samlet relativ motstand mot penetrasjon, og anses som en grov kartlegging av grunnforhold.

MASKINLÆRING

Maskinlæring (ML) relateres til kunstig intelligens, og handler om hvordan man ved hjelp av algoritmer kan lære maskinen å ta egne ikke-programmerte avgjørelser (Ayodele, 2010). ML har i senere år blitt benyttet i økt grad til å hente ut verdifull informasjon av store mengder data. Dette skyldes i stor grad økt bruk av ny teknologi, som igjen medfører store datamengder.

Økt bruk av ny teknologi og digitalisering har medført oppsamling av store-mengder data. I kombinasjon med tilgjengeliggjøring av komplekse AI-bibliotek og algoritmer (open-source), har bruken av ML økt betraktelig de siste årene. Innenfor geoteknikk er empiriske sammenhenger mye anvendt, og baserer seg ofte på lineære regresjonsmodeller benyttet på større datasett. Maskinlæring muliggjør implementering av ikke-lineære regresjonsmodeller, som kan finne mer nøyaktige sammenhenger på data som ikke har tydelige lineære relasjoner. Forskjellige algoritmer analyserer data på forskjellige måter, og grupperes ofte av maskinlæringsteknikkene de brukes for, veiledet læring, ikke- veiledet læring og forsterkningslæring. De mest brukte algoritmene bruker klassifisering og regresjon til å forutse verdier, målkategorier og oppdage likheter. I denne sammenheng vil kun veiledet læring være aktuelt, og blir ytterligere beskrevet.

Veiledet læring

Veiledet læring er mye benyttet ved klassifisering av data der målet er å lære modellen et klassifiseringssystem. Modellen gjør prognoser basert på et sett med merkede eksempler som man selv angir. Denne metoden er derfor hensiktsmessig når man vet hvordan resultatet skal se ut. Metoden tar inn både input (features)- og resultatdata (labels) der disse sammen benyttes for å trene modellen. Metoden baserer seg på at algoritmene eller modellene finner sammenhenger mellom input(features) og resultatdataen(labels), slik at man for en gitt input-data kan predikere et ukjent resultat. Dataene fungerer som algoritmens erfaringsgrunnlag, som videre benyttes for tolkning av ny og ukjent test-data. Selve treningen består av at algoritmen(e) iterativt går gjennom dataene og forsøker å predikere ønsket resultat-data basert på forholdet mellom datasettets input og resultat (erfaringsgrunnlag). Dersom algoritmen bommer blir den korrigert, slik at den treffer bedre på neste forsøk.

Relatert til totalsonderingsdata logges dataen i intervaller med dybden, som en tidsserie. Fra resultatfilen (TOT-filen) kan man da hente ut og velge hvilke parametere (features) man ønsker å trene modellen med. I dette eksempelet består et datapunkt av en verdi for dybden, matekraften, spyletrykket, bortiden og bruken av økt rotasjon, med merket data (resultat) for datapunktet som indikerer hva slags kategori/utgangsklasse punktet tilhører, eksempelvis morene, sand, leire etc. Modellene vil da kunne forutsi en kontinuerlig verdi som sannsynlighet for at et gitt eksempel tilhører hver kategori. Sannsynligheten kan tolkes som sannsynligheten/tilliten til at et gitt eksempel tilhører hver klasse. En forventet sannsynlighet kan konverteres til en kategori ved å velge den kategorien som har høyest sannsynlighet.

En vanlig prosess relatert til veiledet-læring vil være å dele opp datasettet i to grupper. Den første gruppen inneholder mest data (60-90 %) og blir benyttet til å trene modellen med datasettet i sammenheng med resultatdataen (labels). Den andre gruppen inneholder da de resterende (10-40 %) av datasettet som benyttes som test-data for å predikere nøyaktigheten av modellen. Ved å teste trent modell på test-data kan man estimere nøyaktighetsgraden av modellen, resultatet gir en micro-vektet F1 score som angir grad av nøyaktighet fra 0-1, der 1 tilsvarer 100 % nøyaktighet. Dersom modellen ikke gir tilstrekkelig nøyaktighet kan man øke mengden data, re-definere valgt treningsdata, justere eller endre valgte features, eller endre algoritme.

GEOTOLK

For faget geoteknikk ligger mye til rette for å drive med maskinlæring. Ved hjelp av store datasett fra prosjekter overalt i landet, er det mulig å bygge gode maskinlæringsmodeller. Modellen er bygget på totalt 170 000 grunnundersøkelser fra hele Norge. Ved å knytte resultatene fra totalsonderingene sammen med nærliggende trykksonderinger (CPTU) jordprøver og digitale borelogger, kan modellen lære å tolke grunnens lagdeling.

GeoTolk en web-basert løsning der geoteknikere kan laste opp filer fra totalsonderinger og gjennomføre analyser. Maskinlæringsmodellen er trent med analyser av tidligere gjennomførte grunnundersøkelser, til å predikere en lagdeling for de opplastete totalsonderingene.

Løsningen består av følgende komponenter:

- Automatisk grovtolkning av totalsonderinger
- Verktøy for kartlegging av grunnforhold i prosjekt
- Systematisk innsamling og lagring av totalsonderinger og tolkninger

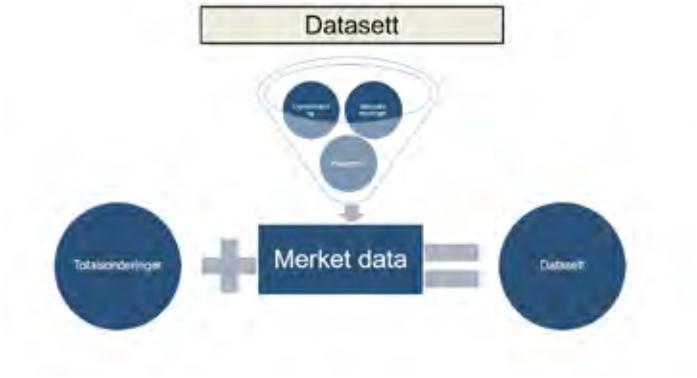
Maskinlæringsmodell og treningsdata

Datagrunnlaget for maskinlæringsmodellen er trent på grunnundersøkelser utført av Norconsult og Statens vegvesen. Disse er hentet fra tidligere prosjekter. Maskinlæringsmodellen bruker veiledet læring, det gjør at man er avhengig av annoteringer/labels på dataene for å kunne trene modellen. En stor del av datagrunnlaget er ikke merket, og kan dermed ikke brukes til å trene modellen.

Maskinlæringsmodellen er av typen gradient boosting, og prøver å predikere hvilken jordart en gitt observasjon av en totalsondering er. Observasjonene er beriket med informasjon fra omkringliggende lag over og under seg selv i dybden. Modellen klassifiserer en gitt observasjon som en av tre mulige lagtyper. Det har blitt forsøkt å gjøre en mer finmasket klassifisering, men vår erfaring er at datagrunnlaget man har tilgjengelig ikke har nok merket data for alle lagtyper for å få et tilfredsstillende resultat. Totalsonderingsdataen har blitt benyttet som features og merkede data er vektet forskjellige basert på troverdighet, og hentet ute fra prøveserier, trykksonderinger, digitale borelogger og manuelle tolkninger, se Figur 3.

Klassene som maskinlæringsmodellen kan predikere, er følgende:

- Udrenerte masser: Leire, silt og organiske materialer
- Drenerte masser: Sand og grus
- Harde masser: Morene, stein/blokk, løst forvitret berg



Figur 3. Totalsondering+merketdata=datasett

Av kvantitative resultater skårer modellen godt, med en micro-vektet F1 score på 0.78. Det foreligger derimot en stor begrensing i kvaliteten på tilgjengelig data. Totalsondering er en grov metode, som gir en samlet relativ motstand mot penetrasjon i bakken. Metoden er også operativsensitiv ved at ansvarlige grunnborere kan avvike fra normalprosedyren for utførelse. Dette gjør metoden noe begrenset til å finklassifisere lagdelingen og grunnmodell kun ved bruk av totalsonderingene. For å best mulig håndtere denne usikkerheten, ble det besluttet å kun benytte tre klasser basert på sannsynlighet. Det resulterte også i et behov for å utvikle et brukergrensesnitt som ivaretok gevinstene med automatisering, og samtidig sikret muligheten for effektiv kontroll og verifisering av input-dataen.

Innlesning av filer

Rådata fra grunnundersøkelser følger en standard, og er lik for alle borrigger som operer i Norge og Sverige. Systemet støtter i dag ikke disse rådataformatene, men disse dataene er tekstbasert og det er lite tidkrevende å utvikle støtte for disse.

Når rådata fra bore-riggene lastes inn som en del av et GeoSuite-prosjekt, konverteres disse til egne formater. Geotolk støtter i dag følgende formater:

- .SND (Totalsonderinger og CPT)
- .TLK (Manuelle tolkninger)
- .PRV (Digitaliserte jordprøver fra laboratorium)

For en geotekniker medfører dette at man kun trenger å laste opp AUTOGRAPH.DBF mappen fra GeoSuite-prosjektet som input. Figur 4Figur 4. GeoTolk web-interfaceFigur 4. GeoTolk web-interface viser prinsippet hvor man laster opp relevante grunnundersøkelser inn i nettleseren. Ved å huke av «Avanserte alternativer» har man også mulighet til å kontrollere hvordan ML-modellen skal klassifisere og predikere input-dataen. Eksempelvis som vist under, definerer GeoTolk som standardverdi kun lag med tykkelse på over 2 m, samtidig som at sannsynligheten summerte innad i dette laget er glattet fra 5 m for å ta høyde for underliggende og overliggende lag-grenser. Lavere verdi på glattingen og lagtykkelse kan gi en finere tolkning med flere lag, samtidig som en økning i verdiene gir en grovere modell med færre lag.

Figur 4. GeoTolk web-interface

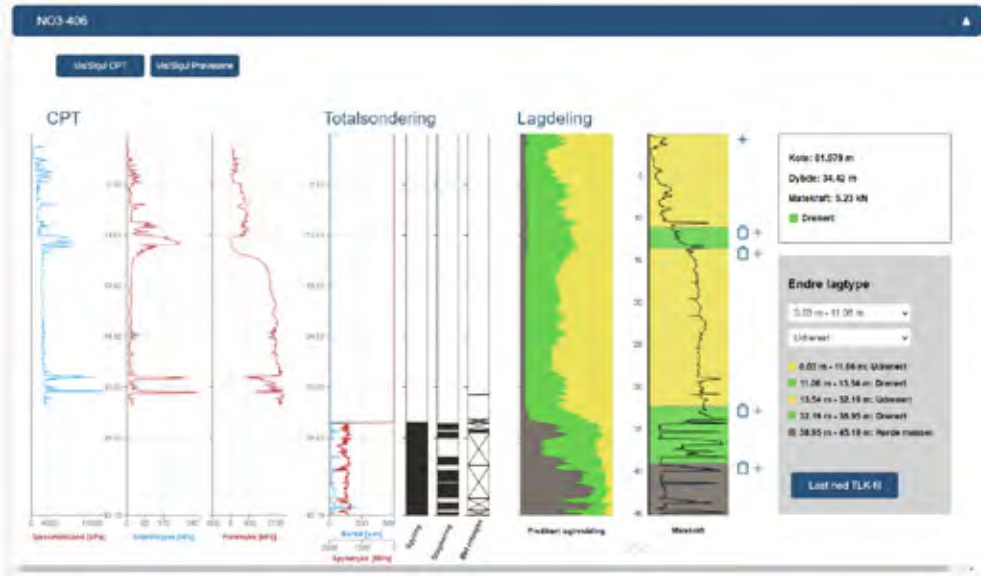
På dataen fra GeoSuite som brukes i dag ses det at dataformatet har utviklet seg over tid. Både hva hver fil inneholder, hvordan det er organisert og hvilke data som befinner seg der. Det er nærliggende å tro at dette formatet også kan endre seg i fremtiden, og at man må gjøre utvikling for å kunne benytte seg av eventuelt nye formater.

Generer tolkninger

Ved å trykke på «Generer tolkninger», vil sonderingene bli sendt til skyen hvor ML-modellen foreligger. Denne vil predikere lagdeling basert på erfaringsgrunnlaget som den har blitt trent på tidligere. Resultatet, se Figur 5, sendes tilbake til nettsiden i en kartleser med støtte for de mest brukte koordinatsystemer for *on-shore*-prosjekter i Norge. Systemet bruker i dag et enkelt grunnkart fra OpenStreetMap. Det er også lagt til flere WMS-tjenester som tilbyr temakart som er relevante for geoteknikere, eksempelvis kvikkleiresoner, løsmassekart, ortofoto og NADAG-undersøkelser. Disse WMS-tjenestene tilbys gratis fra offentlige tilbydere som kartverket, NGU og NVE.

Figur 5. Generering av tolkninger i kart

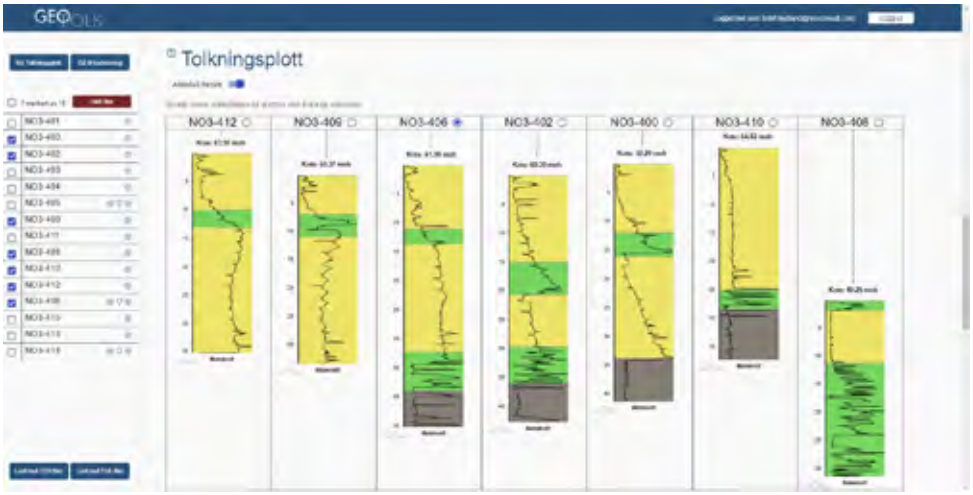
Ved å trykke på de enkelte totalsonderingene vil man kunne få opp en detaljert visning av hver enkelt totalsondering med påfølgende lagdeling og sannsynlighet for de ulike klassene, som vist i Figur 6. Hvor gul-farge indikerer udrenert materiale/leire/silt, grønt er drenert materiale/sand/grus og grått er harde-masser/morene/blokk. Dette er den samme totalsonderingen vist i Figur 2, men med en litt annen skala.



Figur 6. Tolkning av totalsondering basert på sannsynlighet

Videre kan man undersøke laginndelingen i sammenheng med utførte CPTu og prøveserie-resultater, og kontrollere lagdelingen fra ML-tolkningen. GeoTolk gir mulighet for å slette og legge til nye lag med nye lagnavn som er tilpasset GeoSuite- og Novapoint-strukturen.

Ved å trykke på flere sonderinger, kan man se de ulike sonderingene i sammenheng, se Figur 7. Dette gjør det mulig å raskt verifisere og undersøke lagdelingene for et større område med flere sonderinger. Lag-grensene kan interaktivt og dynamisk endres for de ulike lagene i nettleseren, noe som gjør at diverse endringer av tolkningene går raskt.



Figur 7. Tolkningsplott

Brukergrensesnittet er bygd opp for å sikre en raskere måte å kontrollere og endre tolkningene fra ML-modellen. Etter at man er fornøyd med laginndelingen, kan resultatet lastes ned til ønsket format. I første omgang har det blitt valgt å støtte eksport til TLK-filer og csv-filer. TLK filene benyttes i GeoSuite og Novapoint til enkelt å generere 3D-tolkninger av totalsonderingene og videre lag-grenser i modell.

Resultatet fra GeoTolk er også tilrettelagt andre modelleringsverktøy for grunnforhold. Ved å laste ned som csv-format kan resultatet direkte benyttes i eksempelvis Leapfrog Works og ArcGis. Samspillet mellom GeoTolk og Leapfrog har spesielt medført stor verdi, da dette medfører at man raskt kan utarbeide mer detaljerte modeller over grunnforhold tidlig i prosjektet.

Retrening-mulighet for lagring av analyseresultater

Systemet kan også ta vare på tolkninger fra brukerne, for å berike datasettet med høykvalitets merket data. Når en bruker har tolket en eller flere sonderinger, brukes dataen fra disse sonderingene samt merkingen brukeren har gjort til videre trening av maskinlæringsmodellen. På den måten vil maskinlæringsmodellen bli bedre jo flere som bruker den til å tolke.

Det er tenkt at man kan selv velge hvorvidt dataen skal lagres eller ikke. For å gjøre maskinlæringsmodellen bedre er det en nødvendighet at man får inn mest mulig data.

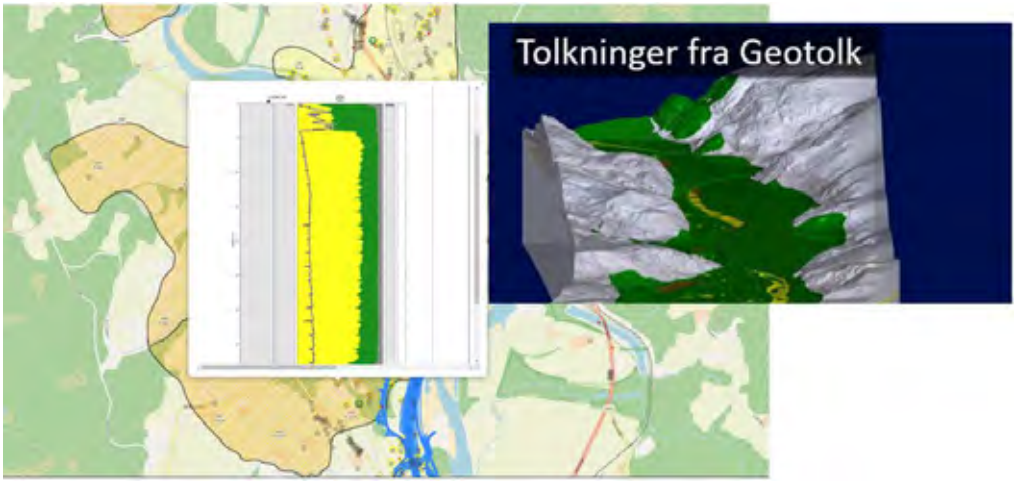
Dynamisk-REST API

GeoTolk er utarbeidet med den nyeste teknologien tilgjengelig innenfor software-utvikling. Dette medfører at all funksjon er direkte tilgjengelig fra nettleseren, og som de fleste moderne sky-tjenester er det også utarbeidet en såkalt API (REST-API).

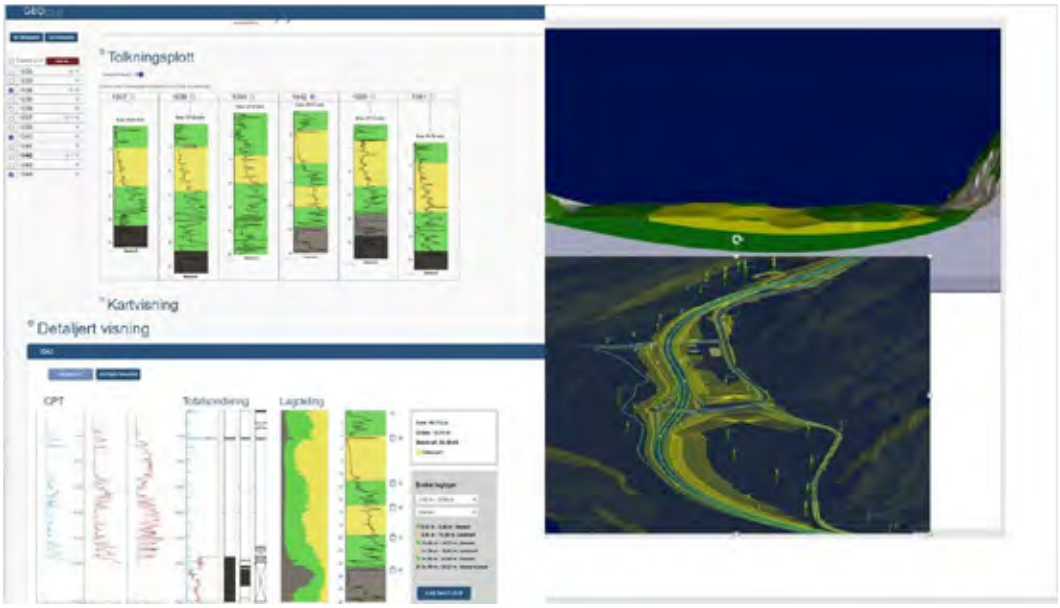
Et API er et programmeringsgrensesnitt som brukes for å utveksle data mellom forskjellige applikasjoner og programmer. Norconsult har benyttet dette til å utnytte GeoTolks funksjonalitet ytterligere ved å integrere tjenesten i samspill med andre programmer som Plaxis, Arcgis og AutoCad/Dynamo. Dette muliggjør ytterligere effektivisering og videre gevinster ved automatisering.

NYTTEVERDI OG EKSEMPLER VED Å BRUKE GEOTOLK TIL AUTOMATISERING AV GRUNNFORHOLD

GeoTolk har blitt benyttet til å effektivisere kartleggingen av grunnforhold i våre prosjekter. Dette reduserer videre terskelen for å utarbeide 3D-modeller av grunnforhold tidlig i et prosjekt. Det geotekniske miljøet i Norge har sett en økende bruk av avanserte modeller, da våre leveranser stadig blir mer komplekse med strengere krav til digitale leveranser. Norconsult har erfart at GeoTolk reduserer timeforbruket og terskelen for å komme i gang med modellbasert prosjektering. GeoSuite prosjekter kan direkte lastes opp i GeoTolk for kartlegging av grunnundersøkelsene, alternativt kan GeoTolks API benytte ML-modellen til å utarbeide tolkninger automatisk uten å benytte nettleseren. Ved å hente ut sannsynlighet for hvert lag for hver totalsondering kan man da utvikle ytterligere funksjonalitet og automatisering. Et eksempel på en slik arbeidsmetodikk har blitt benyttet i forbindelse med E6 Korporalsbrua-Kvål, hvor det skal bygges 31 km med firefelts motorveg i Trønderlag. Prosjektet inneholder mellom 3 000-4 000 grunnundersøkelsesfiler. Ved å benytte GeoTolk ble alt av grunnundersøkelser tolket automatisk og plassert i et GIS-verktøy. Hver sondering ble automatisk markert med fargekoder i plankartet over sannsynlighet for sprøbruddsmateriale, leire og friksjonsmateriale, Figur 8. Dette ga en god oversikt over aktuelle problemstillinger, og til stor hjelp for å definere behovet for suppleringer av grunnundersøkelser. Videre ble kritiske områder enklere kartlagt, hvor mer detaljerte modeller ble utarbeidet fra GeoTolk, Figur 9.



Figur 8. Benytte API fra geotolk til å automatisk generere modeller og analyser i GIS



Figur 9. Kartlegging av kritiske områder

KONKLUSJON

Bruk av ny teknologi til å effektivisere våre arbeidsprosesser er helt nødvendig for at vi som bransje beveger oss framover. Tolkning av totalsonderinger ved bruk av maskinlæring har vist seg å være effektivt og brukbart. Til tross for begrensninger i datagrunnlaget, har det blitt mulig å automatisere laginndeling fra en totalsondering. Dette forutsatte et brukergrensesnitt som sikrer kontroll og verifisering av ML-tolkningene, og samtidig sørger for at brukeren raskt og effektivt kan endre tolkningene, som f.eks å legge til flere lag, fjerne lag etc.

GeoTolk benyttes nå i fleste store prosjektene vi har i Norconsult, og responsen er god. Metoden sikrer enklere håndtering av store datasett, og muliggjør utarbeiding av 3D-modeller mer hensiktsmessig tidlig i prosjektet. Verktøyet egner seg også i forbindelse med oppfølging og håndtering av grunnundersøkelser. Tolkningen er derimot ikke like god på områder hvor vi har lite data, som for eksempel for dypere sonderinger. Dette er bakgrunnen for at GeoTolk er bygd opp slik at jo flere som benytter seg av den, jo bedre vil tolkningene bli. Geotolk er videre bygd slik at det enkelt kan implementeres i samspill med andre applikasjoner, og gjennom et API kan andre kreative utviklere kobles på for å sikre ytterligere innovative løsninger som bransjen trenger.

Referanser:

Norsk Geoteknisk forening, N. (1989). Melding nr.7 - veiledning for utførelse av dreietrykksondering. MELDING NR. 9, UTGITT 1982 - Rev. nr. 1, 1989.

Ayodele, T. O. (2010). Types of machine learning algorithms. In New advances in machine learning. IntechOpen

Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Sandven, R., Senneset, K., Janbu, N., and Alexandra Amundsen, H. (2017). Geoteknikk felt og laboratorieundersøkelser.

Kydland, T., & Skjæret, P. H. (2019). *Prosjektering av lukkede stålrørspeler i morenemateriale, med bruk av maskinlæring på totalsonderingsdata.* Trondheim: NTNU.

NGI. (2021). *NGI.no*. (NGI) Hentet 2021 2021, 2021 fra https://www.ngi.no/Nyheter/Pressemeldinger/Vi-mangler-geoteknikere-og-ingenioergeologer

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

PARAMETRISK 3D-MODELLERING FOR GEOTEKNIKK

Parametric 3D-modelling for geotechnical engineering

Nikolaj Børner Hansen, Geovita AS
Mats Kahlström, Norge Geotekniske Institutt
Paal Garborg, Geovita AS

SAMMENDRAG

Parametrisk modellering er vel etablert innenfor bygningskonstruksjon og arkitektur, men det er også veldig aktuelt innenfor det geotekniske fagområdet. I flere store infrastrukturprosjekter de seneste årene har geoteknikere fra Geovita og NGI benyttet nye metoder for å skape og ta i bruk parametriske 3D modeller, fra konsept- til byggefase. Utvikling av nye og parametriske arbeidsmetoder har vist seg å være meget effektive og tidsbesparende. I programvaren Rhino og Grasshopper kan geokonstruksjoner modelleres i ved egendefinerte arbeidsprosesser, eller scripts. Bruk av parametrisk modellering gir full kontroll over komplekse geotekniske konstruksjoner og muliggjør at endringer og justeringer enkelt kan gjøres underveis i prosjektfasen.

SUMMARY

Parametric modeling is widely used in building construction, but it is also very relevant in geotechnics. In several large infrastructure projects, geotechnical engineers at Geovita and the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) have used new methods to create and apply parametric 3D models, from concept to construction phase, in their design. These new methods have proven to be highly effective and timesaving. With the Rhino and Grasshopper software package, geotechnical constructions can be easily modeled in a modern and fast environment where the user creates their own scripts to control the workflow. By using parametric models, you get full control over complex geotechnical constructions, and can easily change or adjust these during the project phase.

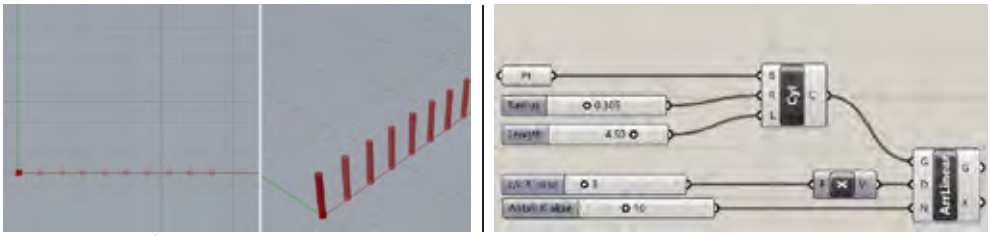
INNLEDNING

Med økt fokus på intelligente BIM-modeller i bygge- og anleggsbransjen de siste årene ble det samtidig et behov for å videreutvikle måten man genererer geotekniske og geologiske modeller. Videre oppstod det et ytterligere behov for å revurdere hele den geotekniske arbeidsflyten fra tidlige vurderinger i skisseprosjektfasen til et sluttprodukt som det kan bygges etter. Denne arbeidsflyten måtte gjøres fornuftig og tidsbesparende for både byggherre, rådgiver og entreprenør. Man har da blitt tvunget å tenke utenfor "boksen" for å forsøke å skape en ny arbeidsflyt som gir økt fokus på at 3D-modellen ikke bare er et biprodukt av de geotekniske beregningene, men at den aktivt blir brukt i de geotekniske vurderinger, helt fra tidlig fase og videre gjennom hele prosjektets levetid. Denne artikkelen vil gå gjennom denne arbeidsflyten, samt en mere detaljert gjennomgang av fordelene og mulighetene ved parametrisk design innenfor geoteknikk.

EN MODERNE ARBEIDSFLYT MED PARAMETRISK DESIGN

Parametrisk design er noe som har vært i bruk en god stund innenfor andre fagfelt som f.eks. arkitekt- og byggebransjen, men er fortsatt relativt nytt i geoteknikkverdenen.

Kort fortalt er parametrisk design en ny måte å definere arbeidsoppgaver og prosjektere på igjennom hele byggeprosessen. I CAD-programvaren Rhino finnes ett innebygd rammeverk for visuell programmering som heter Grasshopper. Dette fungerer slikt at man skaper en arbeidsprosess gjennom å "visuelt" koble sammen ulike komponenter (eller parametere) med noder. Arbeidsprosessen kan være "sette ut peler langs en akse" og komponentene i dette tilfellet vil være f.eks. "skape et referansepunkt", "angi diameter på peler", "angi pelelengde", "angi senteravstand mellom peler", "angi antall peler bortover langs aksen" og "konstruere sylinderobjekt", se Figur 1. Sammenkobling av disse komponentene skaper da et slags nettverk, eller et script, som til sammen utfører den ønskede arbeidsprosessen. Oppdatering av en enkeltkomponent, f.eks. "flytting av referansepunktet for sylinderen", vil automatisk medføre at alle peler langs aksen flytter på seg til det nye referansepunktet. Dette er det som kalles parametrisk modellering – at et dynamisk nettverk av sammenkoblede komponenter muliggjør en kompleks arbeidsrutine som oppdateres sømløst ved hver oppdatering av en enkeltkomponent. Som bonus kan man gjenbruke den samme arbeidsrutinen om og om igjen på prosjekt etter prosjekt. Dette sparer mye tid og fordrer til økt kvalitet på hver modelleringsoppgave og leveranse.



Figur 1: Eksempel på script i Rhino (t.v.) og Grasshopper (t.h)

For å gjøre det litt mer aktuelt og realistisk går vi hakket videre og ser på en fiktiv spuntgrop tilfeldig plassert et sted i Oslo. Parametrisk modellering av en spuntgrop avhenger av mange forskjellige parametere. Grunnlagsdata vil for eksempel være terrengmodell, bergmodell, andre fagmodeller, objekter i grunnen og mye mer. I tillegg trengs initiale parametere for sjølve geometrien av spuntgropen. For eksempel er dette spuntlinje, spunttype, stagtype og senteravstand mellom forankringsstag. Antall parametere avhenger av hvor komplekst brukeren lager scriptet. Grunnlagsdataene og de initiale parameterne er utgangspunktet for det nettverk av komponenter som skal lage en ferdig geometri av spuntgropen bestående av spuntnåler, bjelker og avstivning.

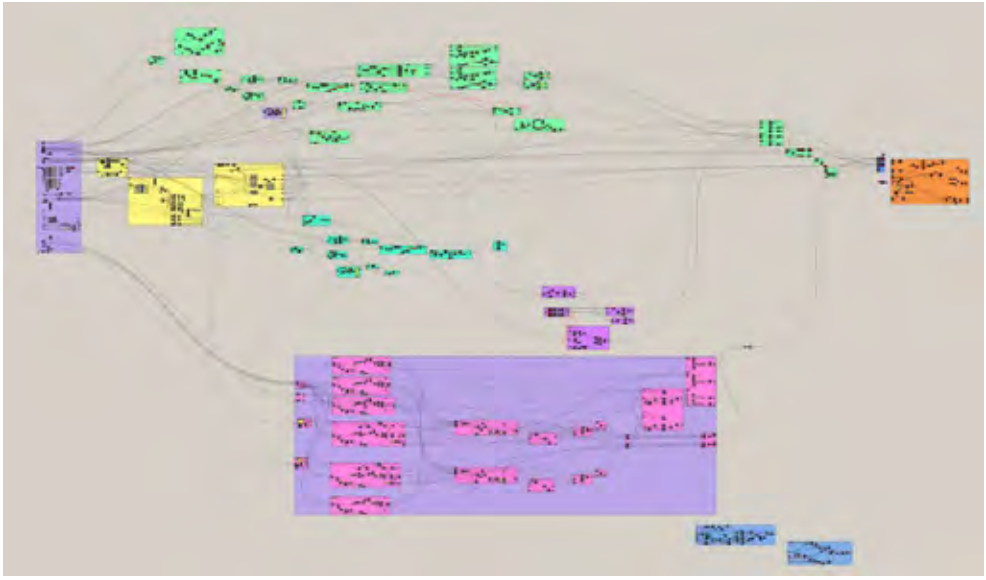
Valg av løsning for geotekniske konstruksjoner avhenger ofte av eksterne faktorer. Gjennom prosjektfasen er det vanlig at disse faktorene, samt det geotekniske grunnlaget i seg sjøl, blir oppdatert. Ved konvensjonell modellering er oppdateringer en tungvint affære, særlig når de geometriske systemene blir komplekse. Nå som arbeidsprosessen med å lage geometrien for spuntgropen er parametrisk blir oppdateringer enklere å håndtere. Hvis entreprenøren ønsker å justere plassering av spuntlinjen trenger man kun å justere parameteren spuntlinje (en polylinje) og hele spuntveggen, alle bjelker og alle stag følger automatisk med i endringen.

MODELLERING I TIDILIG FASE

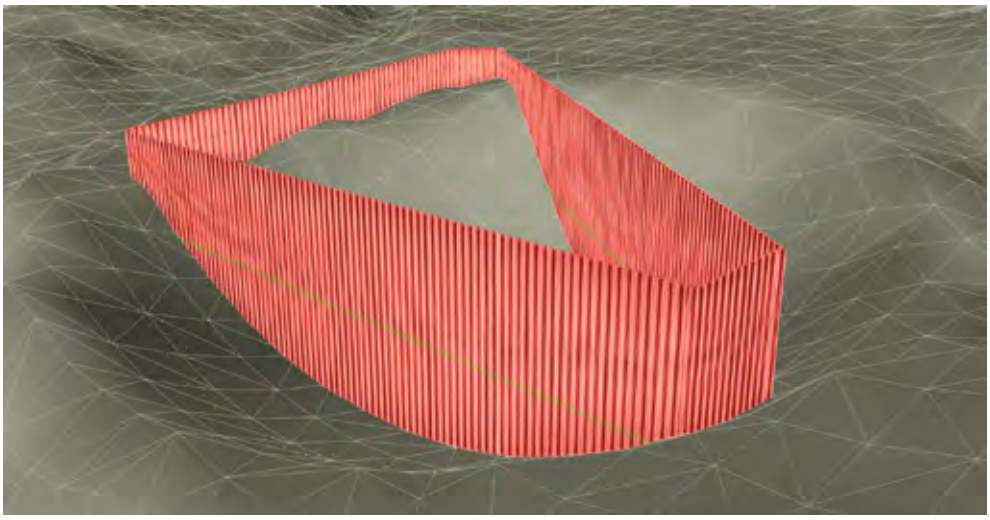
Geovita og NGI har de siste 20 årene, kanskje enda lengre, utarbeidet geotekniske 3D-modeller i Norge. Så det er jo ikke noe nytt eller spesielt ved dette kunne man fristes til å si. Forskjellen med disse nye metodene ved bruk av parametrisk design er dog likevel store. Ikke bare får man modeller som er mere innholdsrike, dvs. de innehar informasjon på objektene og er ikke lengre bare visuelle 3D-objekter, men man får samtidig muligheten for å lage modeller i tidlig fase av prosjektet siden det går ekstremt raskt og enkelt kan endres eller justeres i ettertid. Her var det tidligere en hemsko at en endring av en modell medførte at man måtte slette hele modellen og begynne på nytt. En konsekvens av dette ble ofte at man ventet helt til slutt med å utarbeide 3D-modellen.

Med dagens verktøy og metoder kan man nå fra dag én levere en fullstendig geoteknisk modell til et skisseprosjekt, hvilket vi mener øker både kvaliteten på prosjektet og forståelsen for geoteknikken blant de andre fagfelt betydelig.

Som et eksempel ser vi nærmere på tidligere omtalte byggegrop. Vi er i en tidlig planfase og det eneste vi har fått fra prosjektet er en linje med forslag til plassering av kjellervegg. I tillegg har vi en terrengmodell og en bergmodell. Med disse inngangsparameterne og et ferdigdefinert script som lager spunt, se Figur 2, får vi i løpet av noen sekunder en 3D-modell av byggegropen som vist i Figur 3. Dette kan, som nevnt tidligere, være ekstremt verdifullt i f.eks. et skisseprosjekt for å raskt få et overblikk over geotekniske tiltak og kostnader. Dette er noe som vi også går litt nærmere inn på i kapittelet «*Detaljert Samhandlingsmodell*».

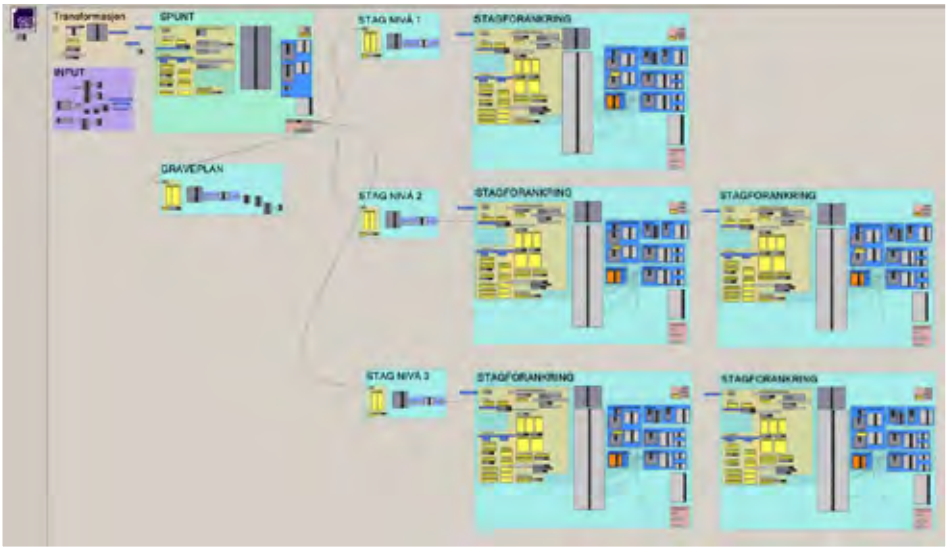


Figur 2: Script for modellering av spunt

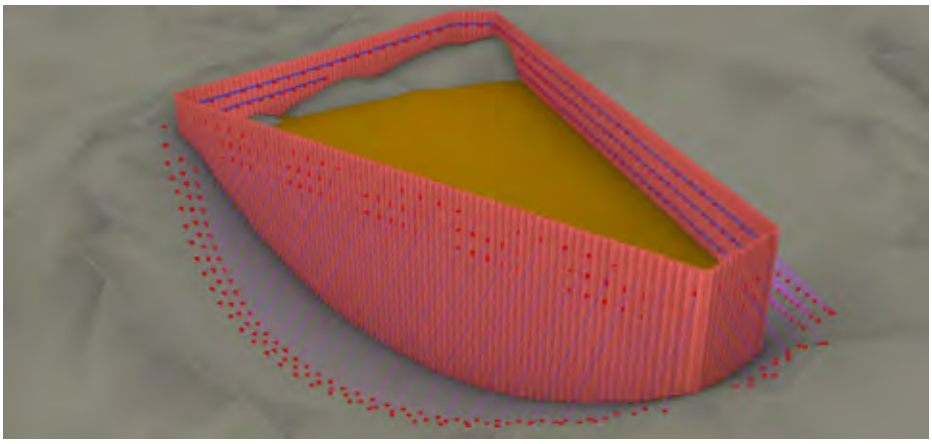


Figur 3: Spuntmodell i tidlig fase generert ut ifra GH-script

I tillegg til et script for generering av spunt har vi utviklet script for blant annet rørvegg, bjelkestengsel, forankringsstag, innvendig avstivning og kalksementpeler. Ønsker vi nå f.eks. å anvende forankringsstag som avstivning for byggegropen, legger vi enkelt det til ved å seriekoble spuntskriptet med et script som genererer forankringsstag. Se Figur 4 og det ferdige resultat i Figur 5. Det som er veldig viktig å poengtere her og som er helt essensielt for å opprettholde en dynamisk modell er at disse script må være forbundet. Grunnen til dette er at om man flytter eller endrer den opprinnelige spuntlinjen, da vil både spunt og forankringsstag flyttes til den nye posisjonen.



Figur 4: Grasshopper-script av spuntgrop med stagforankring og graveplan



Figur 5: Spuntmodell med stag og gravenivå i tidlig fase generert ut ifra GH-script

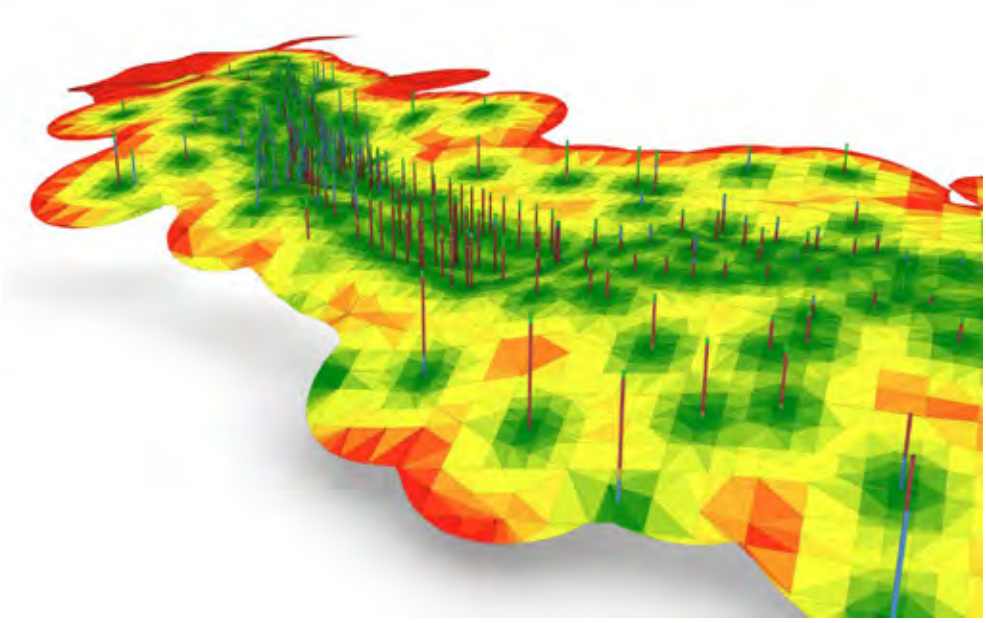
Vil man ta det enda et hakk videre kan det suppleres med enda flere script som f.eks. script for rørvegg/bjelkestengsel, kanskje med forutsetningen om at vi skal ha rørvegg der avstanden fra terreng til berg er mindre enn tre meter. Eller automatisk få generert forankringssystem ut i fra et definert gravenivå og en definert maks høyde mellom avstivningsnivåer. Her er det egentlig bare fantasien som setter begrensninger.

ANALYSER OG USIKKERHET

Parametrisk modellering kan benyttes til langt mer enn kun det å lage script for geometriske 3D-objekter (BIM-modeller). For eksempel er det mulig å skrive kode for utførelse av beregninger, f.eks. med innebygd modul for Python og C# direkte i Grasshopper.

Visualisering av usikkerhet i bergmodell

For eksempel kan det være viktig med kommunikasjon av usikkerhet i en bergmodell til andre geoteknikere og andre fag. Normalt lages bergmodellen gjennom triangulert interpolasjon mellom geotekniske borpunkt med sikker bergpåvisning (f.eks. fra totalsondering) og andre punkter (f.eks. visuell innmåling av berg-i-dagen). Det resulterende flate-objektet (f.eks. TIN-flate, 3D face eller mesh) gir ikke informasjon om hvor mange borpunkt som ble brukt ved interpolasjonen. En måte å visualisere usikkerheten på for en triangulert bergoverflate er å beregne avstanden fra senter av hver enkelt celle til nærmeste borpunkt. Hver celle i den triangulerte flaten kan deretter fargelegges basert på størrelsen på avstanden. Beregningen blir gjort i Grasshopper ved å importere flateobjektene og en koordinatliste med borpunkter som omgjøres til punktobjekter. Deretter er det mulig å hente ut midtpunktet i hver celle av den triangulerte flaten og beregne avstanden til nærmeste borpunkt. Avstanden brukes for å visualisere de enkelte celler og gir en visuell beskrivelse av tetthet av borpunkt og innmålinger som er benyttet ved triangulering, se Figur 6.

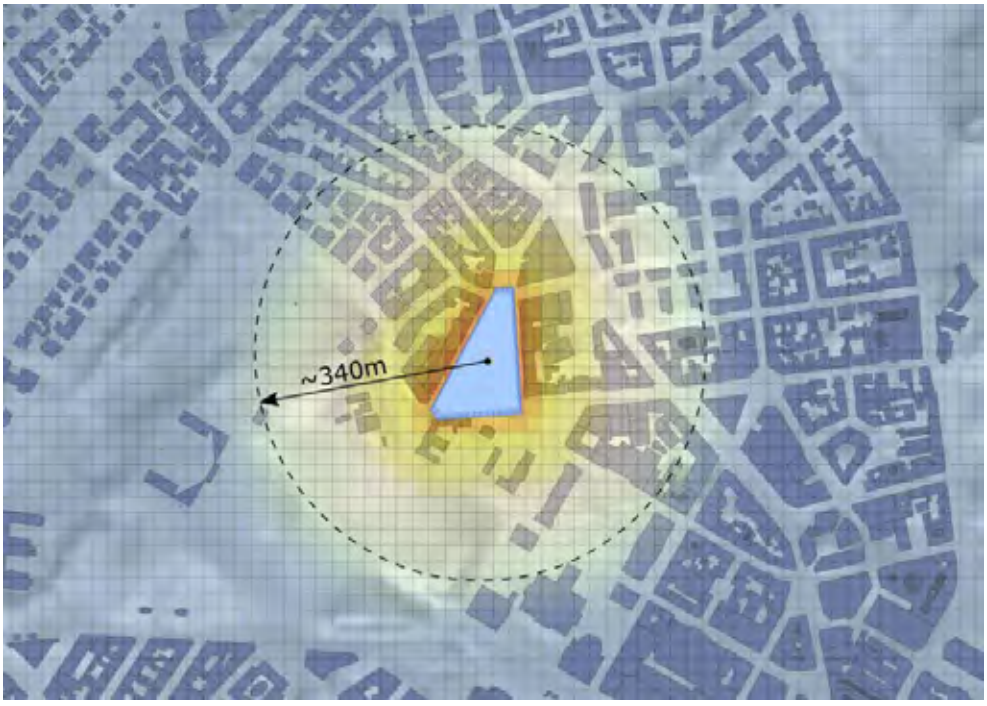


Figur 6: Eksempel på visualisering av usikkerhet i bergmodell som funksjon av avstand fra triangulert celle til nærmeste borpunkt med sikker bergpåvisning. Ved rød farge er avstanden > 50 m fra nærmeste borpunkt.

Beregning av vertikale terrengsetninger som følge av etablering av byggegrop
Et annet praktisk eksempel omhandler det å utføre en analytisk setningsberegning over et større område for å vurdere påvirkning på omgivelser som følge av drenasje til en planlagt byggegrop. Influensområdet rundt byggegropen for vertikale setninger som følge av veggdeformasjon, og konsolideringssetninger som følge av poretrykksreduksjon ved berg, er beskrevet i Langford *et al* (2016). Generelt er konseptet tidligere beskrevet i artikkel fra Piciullo *et al* (2020) og Ritter *et al* (2020).

Fremgangsmåten går ut på at man lager et rutenett som dekker det området man ønsker å undersøke. Deretter beregnes en retningsvektor og avstanden fra hver celle i rutenettet til byggegropen. I skjæringspunktet mellom vektorlinje og celle tas tre punkter ut (bortre, midtre og nærmeste). I hvert av disse tre punktene, i hver celle, beregnes så dybden til berg og dybden deles opp i segmenter med f.eks. 0,5 m tykkelse. Effektivspenninger og andre relevante jordparametere beregnes på samme måte for hvert dybdesegment med Python-komponenter i Grasshopper. Basert på dette kan man siden utføre en 1D setningsberegning i hvert enkelt punkt med ligning fra Janbu, beskrevet i SVV (2018) og med en tidskomponent gjennom approksimering av konsolideringsgraden *Ut* etter Terzaghi (1936).

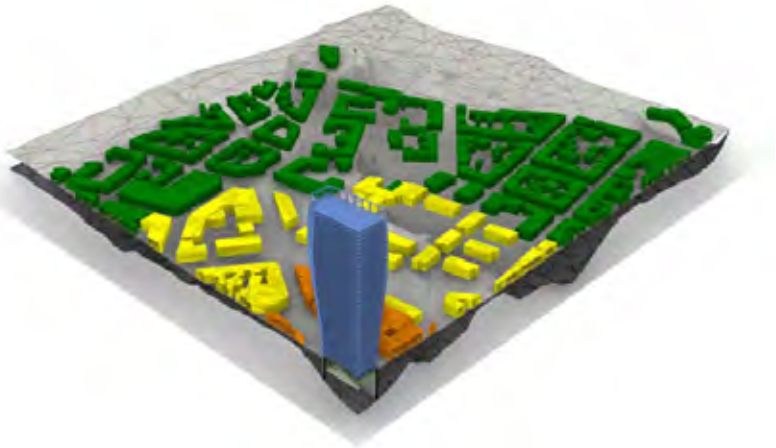
Nå kan man visualisere effekten av poretrykksreduksjon etter 2 års byggetid med antatt stor drenasje til byggegropen, se Figur 7. I dette tilfellet blir influensområdet en sone med omtrent 340 m utbredelse rundt byggegropen.



Figur 7: Eksempel på reduksjon av poretrykk ved berg rundt byggegropen etter erfaringskurver fra Langford et al (2016). Størst reduksjonsfaktor i direkte nærhet rundt gropen med avtagende effekt som funksjon av avstand fra gropen.

Effekten av poretrykksreduksjon, og resulterende vertikalsetning, kan også beregnes for punkter på hvert bygningsobjekt rundt gropen, se Figur 8. Resulterende potensial på skader på

omkringliggende bebyggelse kan visualiseres som skadeklasser etablert av Rankin (1988). Differentialsetninger kan også beregnes med resulterende potensial for skade i hver celle på rutenettet, eller for hver bygning. Lignende tankegang kan også benyttes for infrastruktur i grunnen hvor man kan hente ut resulterende isolinjer for terrengsetninger rundt gropen.



Figur 8: Utsnitt av eksempel 3D modell for beregning av potensial for skade ut fra totalsetninger på bygninger med 2 år konsolideringstid i området rundt vår 10m dype byggegrop med tilhørende fremtidig bygning i blått, her fargelagt etter skadeklasser fra Rankine (1988) med grønn = neglisjerbar skade, gul = mindre skade, oransje = moderat skade og rød = alvorlig skade (ikke i figuren).

Beregningene i Grasshopper er analytiske og gir indikasjoner på hva som kan forventes. Det kan være til hjelp for å velge ulike løsninger i tidlig fase. Det vil også bidra til å identifisere sårbare objekter som bør ses nærmere på i detaljprosjekteringen. Den parametriske arbeidsrutinen muliggjør enkel variasjon av ulike scenarier, for eksempel å se effekten på terrengsetninger i området basert på ulike utgravingsdybder med konservativ antagelse om at man vil få stor innlekkasje ved utførelse. Figur 9 viser størrelse av vertikal terrengsetning etter 2 år med stor innlekkasje (og resulterende poretrykksreduksjon ved berg) for utgravingsdybde lik 15m, 10m og 5m.

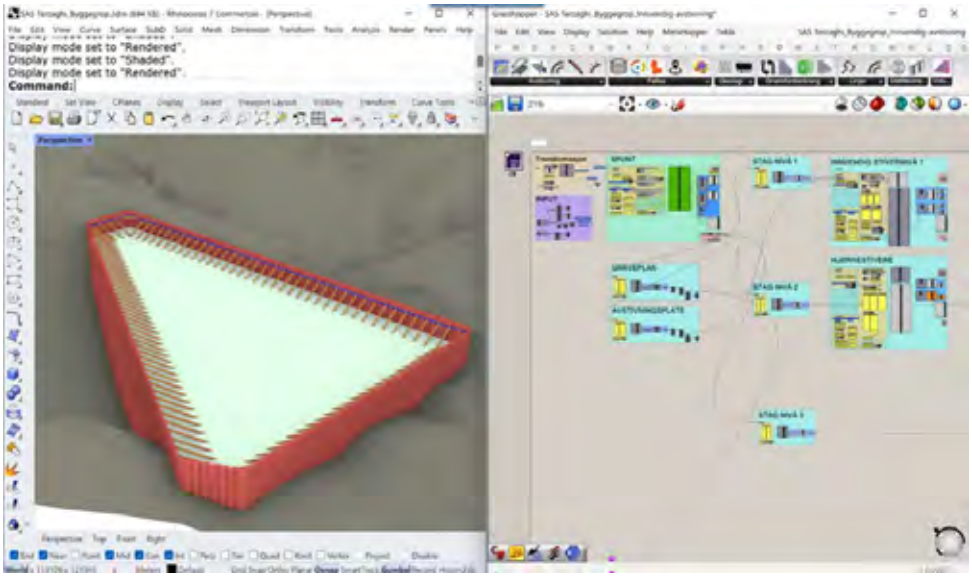
Figur 9: Konservativt potensial for skade etter 2 år byggetid for ulike utgravingsdybder basert på Rankin (1988) basert på totalsetninger på terreng fargelagt i.h.t. skadeklasser. Det er antatt poretrykksreduksjon helt ned til traubunn (du/dH_{max} = 1.0). Grønn = neglisjerbar skade, gul = mindre skade, oransje = moderat skade og rød = alvorlig skade.

MODIFISERING AV MODELL

Vi har nå sett hvordan vi raskt får etablert en 3D-modell og samtidig sett mulighetene for å kjøre en analyse på modellen samt omgivelsene i tidlig fase. Dette gjør at man står i en bedre posisjon og er mye bedre stillet til å foreta nødvendige endringer tidlig i prosjektet.

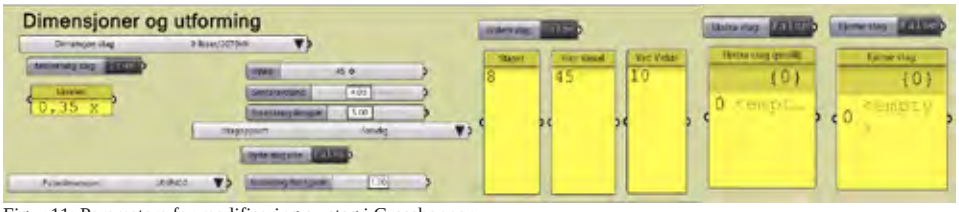
I vårt eksempel så man at en utgraving for to kjelleretasjer med en utgravingsdybde på 10 m vil gi betydelige setninger for omkringliggende bygg. Ut ifra dette blir det derfor besluttet at det kun skal bygges en enkel kjelleretasje. Forankringsløsningen bør også endres fra stagforankring til berg, til et innvendig avstivningssystem stemplet mot en avstivningsplate, blant annet for å minimere poretrykksendring.

Ved bruk av parametrisk design er det heldigvis ganske enkelt å foreta disse endringer, da det eneste som kreves er å deaktivere scriptet med stagforankring og legge til nytt script for innvendig forankring. Endrer vi også litt på grave- og stagnivå i Grasshopper får vi raskt oppdatert modellen. Se Figur 10.



Figur 10: Modifisert modell med innvendig avstivning

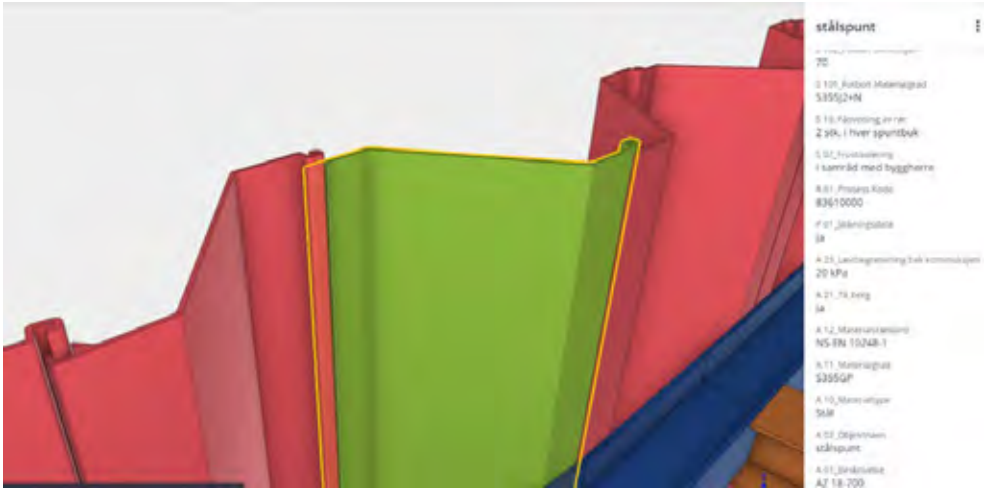
Det er selvfølgelig også rett frem å endre på parametere som spunttype, overhøyde på spunten, stiver- og puteprofil, senteravstand og vinkel på stiver etc. direkte i scriptet når for eksempel de geotekniske beregninger er utført. Et lite utsnitt av dette er vist i Figur 11.



Figur 11: Parametere for modifisering av stag i Grasshopper

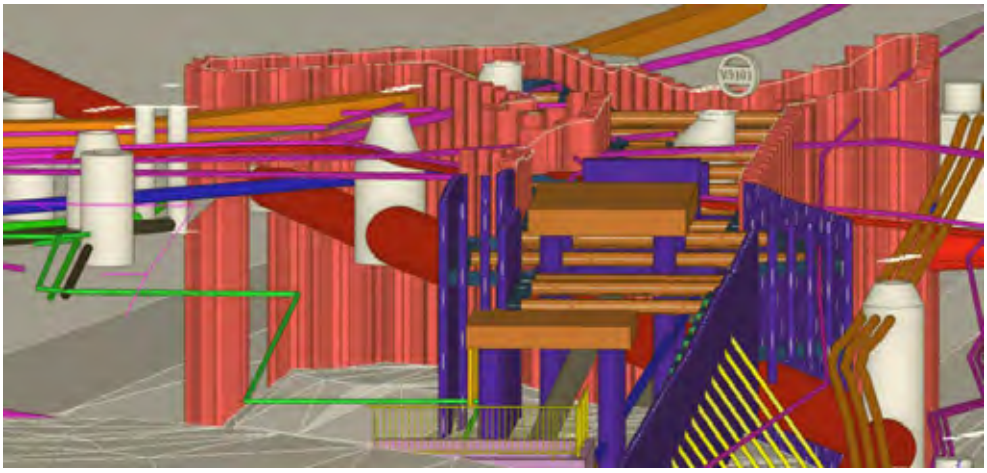
DETALJERT SAMHANDLINGSMODELL

Når alle nødvendige endringer og justeringer er utført ender man opp med en geoteknisk fagmodell klar for bygging (MMI=400). Ikke bare er denne fagmodellen utrolig detaljert men den har også, via egne egenskaps-script i Grasshopper, blitt "*BIMifisert*". For å utdype det litt så vil det konkret si at alle objekter har fått tildelt fag- og prosjektspesifikke egenskaper. For hver enkelt spuntnål f.eks. vil det være informasjon om spunttype, stålkvalitet, overflatebehandlig, frostisolering etc. som vist i Figur 12.



Figur 12: Spuntobjekt med egenskaper

Tar vi et steg videre til samhandlingsmodellen, dvs. der vi har samlet alle aktuelle fagmodeller i prosjektet ser man fort nytten i å ha geotekniske modeller som er parametriske og dynamiske. Spesielt for komplekse prosjekter som vist i Figur 13 blir det verdifullt å raskt kunne foreta en visuell kontroll i tillegg til å kjøre kollisjonskontroll i samhandlingsprogrammet. Det er ikke så enkelt å fange opp alt dette på en 2D-tegning.



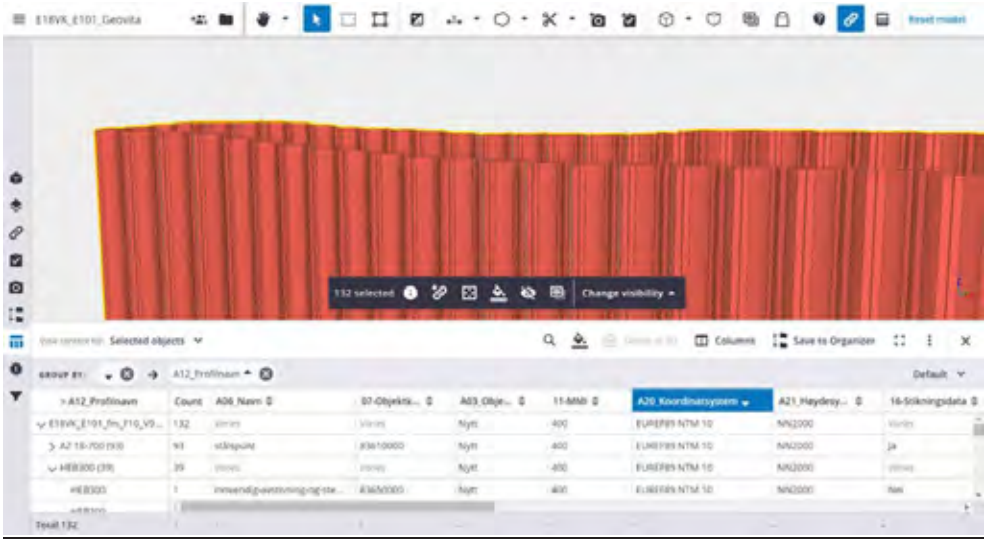
Figur 13: Samhandlingsmodell for alle fag under bakken vist i Trimble Connect

Det kan også nevnes at i eksempelet vist i Figur 13 er underkant spunt definert slik at den enten skal være berg eller VA-modell. Dvs. at spunten da automatisk vil stoppe der den treffer et VA-rør eller berg. Blir det senere en endring i VA-modellen eller en revisjon av bergoverflaten blir spuntmodellen selvfølgelig automatisk oppdatert.

Kontroll av modell

Tidligere har man vært vant med å utføre en enkel geometrisk kontroll av 3D-modellene, men med en mer detaljert modell er det også mye mer som skal kontrolleres. Flere prosjekter får krav om å levere «tegningsløst» og modellene inneholder kompleks geometri og mange attributter. Dette byr på utfordringer blant annet for kvalitetssikring av disse modellene. Kontrollen kan gjøres på mange forskjellige måter men for vår del ble det besluttet å bruke Trimble Connect. Årsaken til dette var blant annet at det er et program som jobber raskt, er kompatibel med mange forskjellige filformater, ikke trenger installasjon og at en kan måle, snitte og kommentere direkte i modellen.

En fin måte å kontrollere attributter på i Trimble Connect er ved å bruke funksjonen «Data table», se Figur 14. Her kan en få sammenstilt og sjekket at alle objekter har de nødvendige attributter i henhold til prosjektets BIM-manual. Samtidig kan "To-Do" benyttes som en type kommentar på ting når det utføres sidemannskontroll av modell.



Figur 14: ‘Data table’ i Trimble Connect

En annen interessant måte å utføre sidemanns- eller tverrfaglig kontroll på er ved bruk av VR.

Ved å bruke VR-briller som en del av arbeidsflyten kan man oppleve modellen og prosjektet gjennom VR. Det er enkelt å bevege seg rundt å kontrollere modellen med hensyn til geometri, kollisjonskontroll, attributter og tverrfaglighet. Man får også et realistisk forhold til størrelsen og dimensjoner i prosjektet ift. bruk av PC-skjerm. Rett og slett en mye bedre situasjonsforståelse. Noen andre fordeler ved bruk av VR kan være:

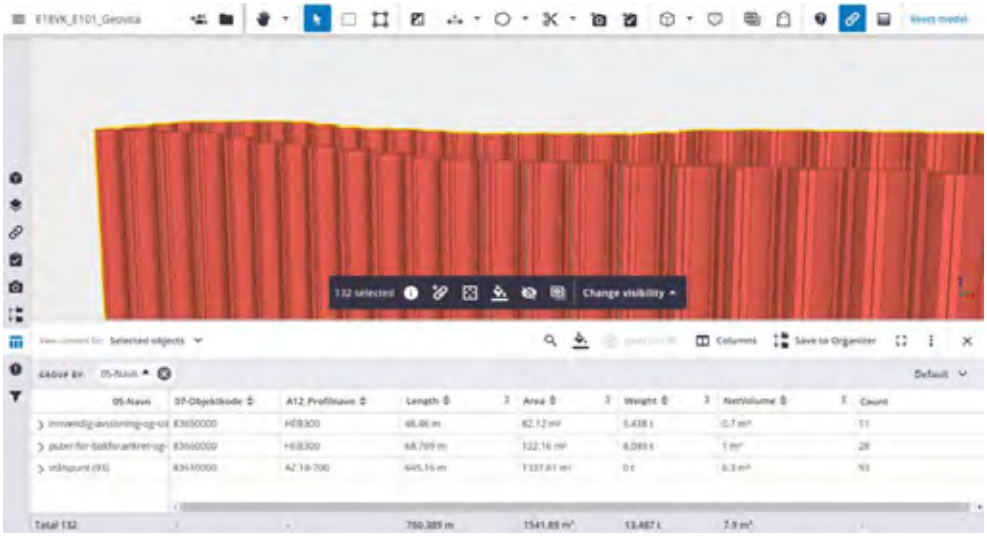
- Muligheten for virtuelle møter i samme modell for å diskutere problemstillinger og løsninger. Navigasjon og brukergrensesnitt i VR-programmene er intuitivt. Det er enkelt å skissere, måle og opprette saker som må følges opp videre. Dette åpner opp for at personer med begrenset BIM / DAK kunnskap også kan involveres i beslutninger.
- VR bidrar til at alle i prosjektet lettere kan skjønne problemstillingene og effektivt bidra med gode løsninger.
- God integrasjon med eksisterende samhandlingsverktøy.

En god integrasjon av VR i arbeidsflyten vil kunne gi:

- En god kommunikasjon innad i prosjektet.
- Et bedre grunnlag for eksterne beslutningstakere.
- Bedre tverrfaglige løsninger og BIM koordinasjon.
- Mindre behov for fysiske møter.

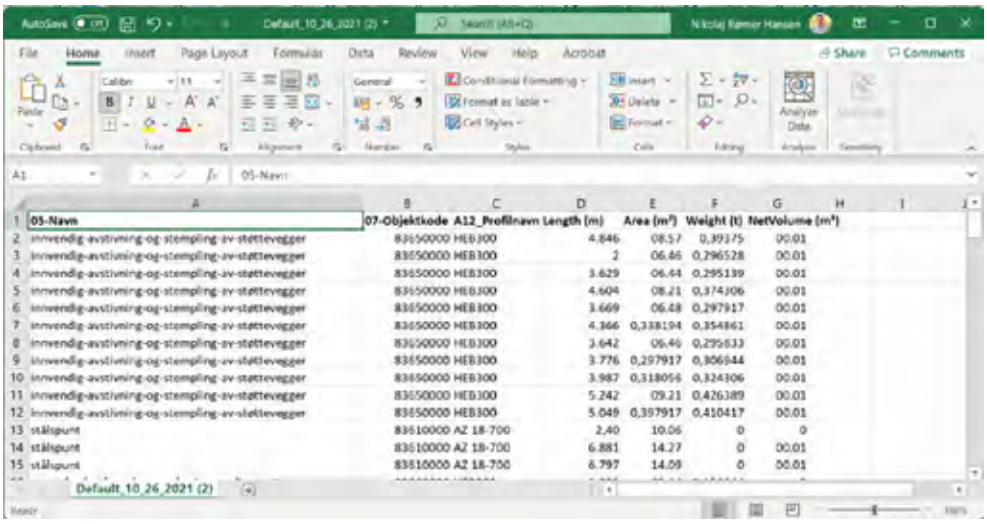
Mengdeuttak

En tilleggsfunksjon når man har modellen i Trimble Connect, er å bruke «Data table» for å ta ut mengder direkte fra den ferdige modellen. Ved å definere et eget filter med de egenskapene man vil ta ut mengder for, kan du se dette direkte i tabellform som vist i Figur 15.



Figur 15: Mengdeuttak i Trimble Connect

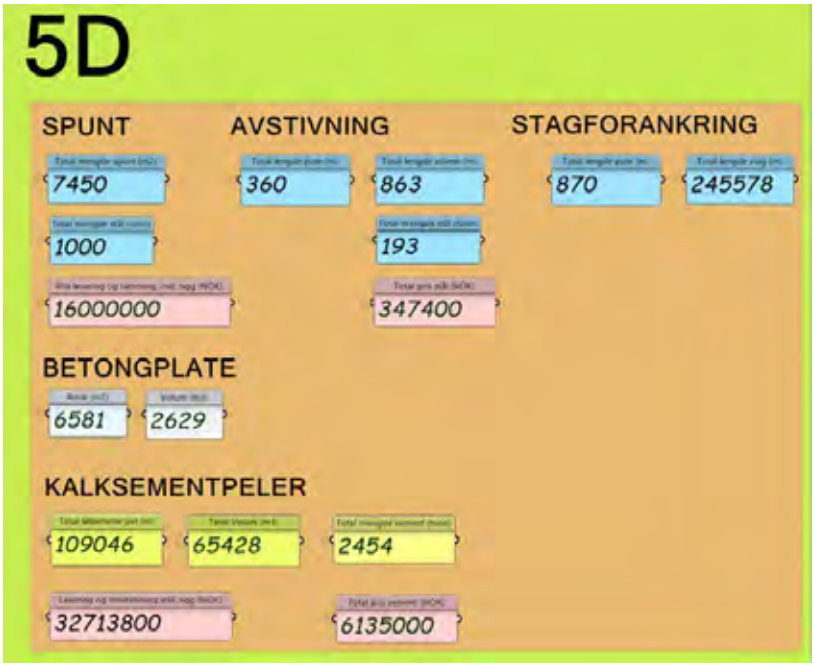
Man får da ut totale mengder på enten et utvalg av modellen eller hele modellen, kategorisert på f.eks. prosesskode eller objektnavn. Dette kan da selvfølgelig eksporteres til en tekstfil som kan åpnes i Excel for videre behandling, til f.eks. spuntbestilling, se eksempel på dette i Figur 16.



05-Navn	07-Objektkode	A12_Profilnavn	Length (m)	Area (m²)	Weight (t)	NetVolume (m³)
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	4.846	08.57	0,39375	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	2	06.46	0,296528	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	3.629	06.64	0,295139	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	4.604	08.21	0,374306	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	3.669	06.48	0,297917	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	4.366	0,338194	0,354861	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	3.642	06.46	0,295833	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	3.776	0,297917	0,306944	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	3.987	0,318056	0,324306	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	5.242	09.21	0,426389	00.01
innvendig-avstivning-og-stempling-av-støttevegger	83650000	HEB300	5.049	0,397917	0,410417	00.01
stålspunt	83610000	AZ 18-700	2,40	10.06	0	0
stålspunt	83610000	AZ 18-700	6.881	14.27	0	00.01
stålspunt	83610000	AZ 18-700	6.797	14.09	0	00.01

Figur 16: Mengdeuttak i Excel

Nå er det sikkert noen som tenker – «kunne ikke dette gjøres i Grasshopper og implementeres i modellering i tidlig fase?». Jo selvfølgelig. 4D og 5D kan og bør etter vår mening implementeres i Grasshopper så man også får nytte av dette i tidlig fase. Vi har utarbeidet et lite eksempel på dette, se Figur 17, som automatisk henter ut mengder i Grasshopper som et led, i den parametriske modellen. Dette ville man da etter hvert kunne utvide og koble til en pris- og tidsbank database for å en fullverdig 4D og 5D implementering.

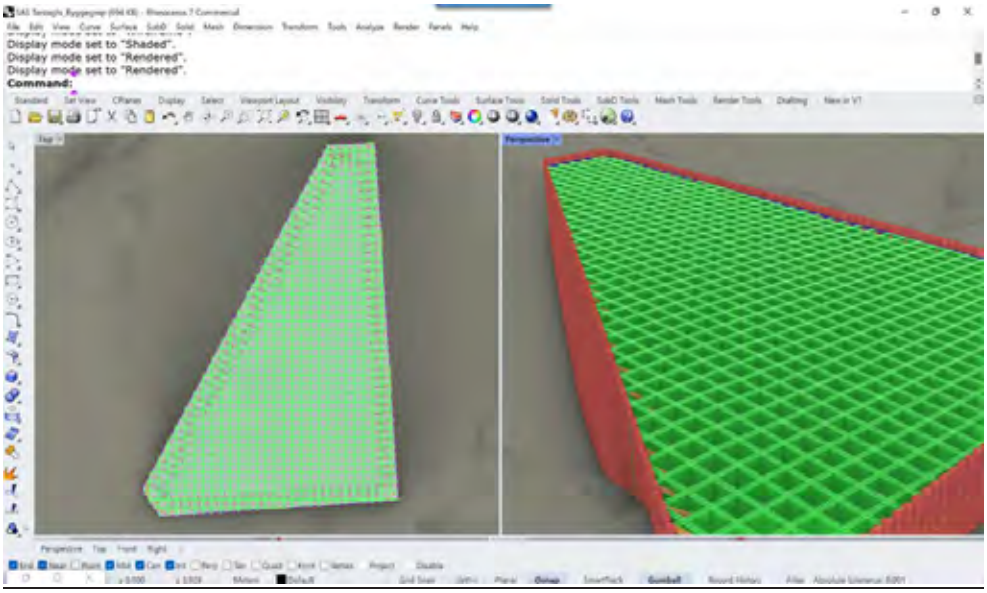


Figur 17: Mengdeuttak samt prisoverslag direkte i Grasshopper

Bærekraft

Noe som er høyaktuelt og må tas mer hensyn til er klimagassutslippene i bygge- og anleggsbransjen. Er det da mulig å utnytte det parametriske designet og samtidig tydeliggjøre det geotekniske bidrag av dette for oppdragsgiver og prosjektgruppen?

Ved å få ut mengdene direkte i Grasshopper som vist i tidligere avsnitt gir dette et bra grunnlag for en enkel bærekraftvurdering. For å få litt mer kjøtt på beinet og kunne gå litt mer i detalj på dette, har vi lagt inn kalksementstabiliserende peler i byggegropen beskrevet tidligere. Dette gjøres ved å legge til enda et script, som vist i Figur 18, og man får da ut mengder på disse direkte i Grasshopper.



Figur 18: Modell av byggegrop med KS-peler

Som et prototypeeksempel kobler vi på et bærekraft-script, der vi har lagt på CO_2-utslippsfaktorer for produksjon av stål og sement og kan da få ut for eksempel CO_2-forholdet mellom spunt og Kalk- Sementpeler. Se Figur 19.

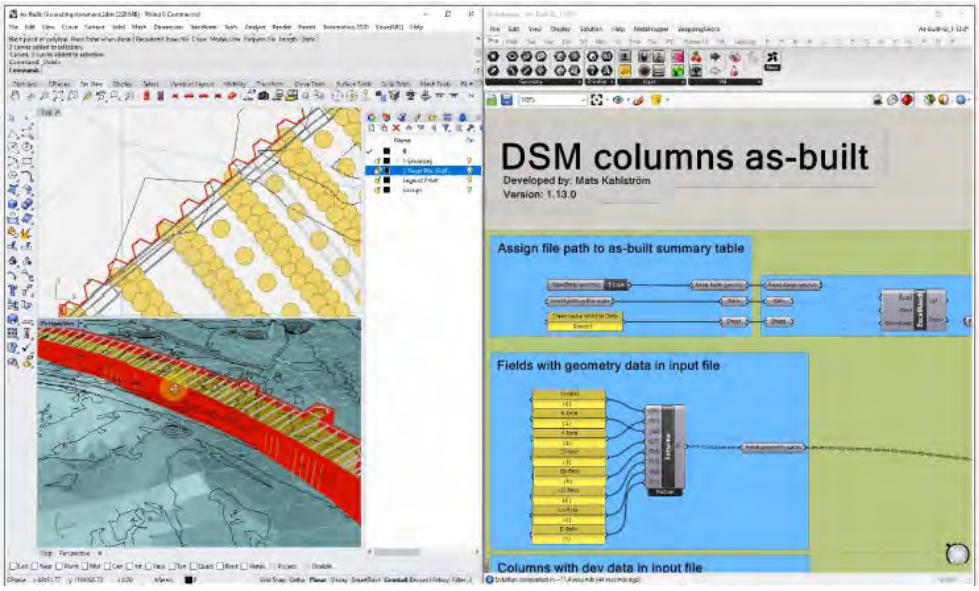
Figur 19: Bærekraftvurdering i Grasshopper

Det er da mulig å raskt endre på parametere som for eksempel innblandningsmengde eller dekningsgrad for kalksementstabiliseringen. Man vil da få en rask oversikt over påvirkningen på CO_2 utslippet.

SOM BYGGET MODELL

Når all fagmodellering er utført etter en parametrisk arbeidsmetode kan vi trekke dette helt ut i byggefasen også. Utførelseskontroll i forbindelse med grunnarbeid er et viktig aspekt som må ivaretas for å redusere risiko ved bygging. Tradisjonelt har slik kontroll vært en tidskrevende arbeidsprosess med manuell gjennomgang av installasjonsprotokoller eller oppsummering av installerte resultat på plantegning eller oppriss. Etablering av en som-bygget 3D modell med innhold av for eksempel kalksementpeler eller spuntnåler har sjeldent blitt utført av praktiske hensyn. Men, med en parametrisk arbeidsprosess kan vi lese installasjonsprotokoller fra entreprenøren og gjenoppbygge de virkelige forholdene, sånn som de ble installert på byggeplassen. Dette muliggjør en modellbasert verifisering og kontroll av som-bygget resultat for den aktuelle geokonstruksjonen, og deling med en korrekt som-bygget modell med andre fag.

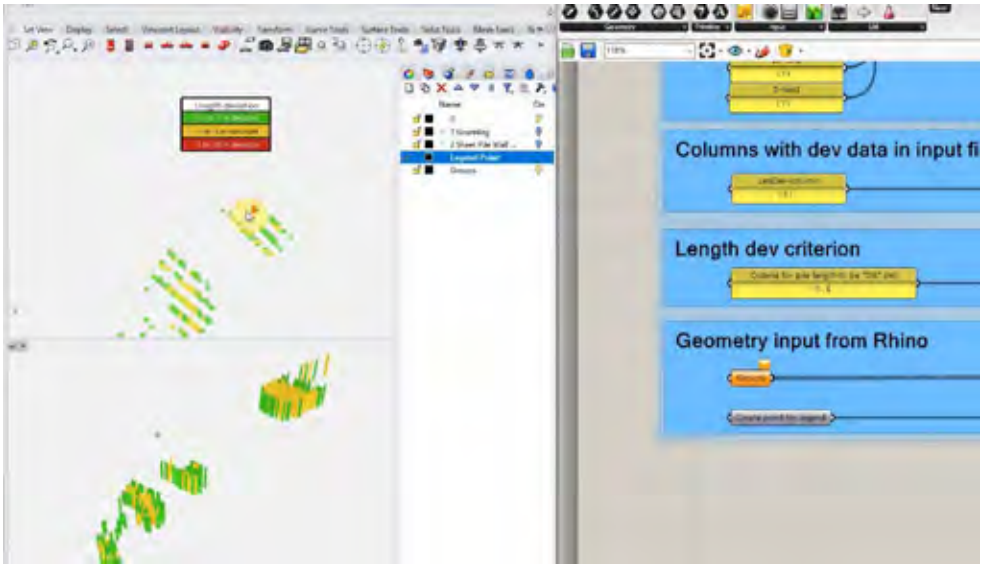
Figur 20 viser et utklipp fra Rhino og Grasshopper for et script som leser produksjons-protokoll fra installasjon av kalksementpeler og produserer en som-bygget 3D modell av pelene. Denne dataen kan deretter bli benyttet for videre analyse av utførelsen og eksport til IFC-format for deling av modellen i samhandlingsplattformen.



Figur 20: Skjermbilde på Rhino/Grasshopper med skript for as-built modellering av kalksementpeler

Figur 21 viser videre bruk av installasjonsprotokollet i Grasshopper hvor protokollet er koblet sammen mot stikningsdataen for å visualisere avvik mellom forventet (design MMI400) og faktisk installert pelelengde (MMI500). Fargekodingen viser pelelengde med avvik fra 0,5 til 1.0 m i grønt, mellom 1 til 5 m i gult og over 5 m avvik som røde peler. I dette tilfellet er et par soner som vist i Figur 21 hvor pelene ble markert kortere enn antatt i designen. Dette skyldes en morenerygg som lå høyere en forventet. På lignende måte kan en modellbasert

verifisering utføres for kontroll av spuntlengder, at kalksementribber er sammenhengende og har god kontakt mot støttekonstruksjonen, og mye mer.



Figur 21: Analyse av avvik på forventet pelelengde ved installasjon av kalksementpeler.

KILDER

K. Terzaghi and O. K. Fröhlich. 1936. Theorie der Setzung von Tonschichte, Franz Deuticke, Leipzig/Wien

S. Ritter, L. Piciullo, A.O. Kydland Lysdahl, M. Kahlström, J. Langford & F. Nadim. 2020. Mapping the risk of building damage due to excavation-induced displacements. 2020. In 10th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: 29 and 30 June 2020, Cambridge, UK.

L. Piciullo, S. Ritter, A.O.K Lysdahl, J. Langford, F. Nadim. 2020. Assessment of building damage due to excavation-induced displacements: The GIBV method. Tunnelling and Underground Space Technology. doi.org/10.1016/j.tust.2020.103673

J. Langford, G. Baardvik & K. Karlsrud. 2016. Pore pressure reduction and settlements induced by deep supporeted excavations in soft soil. Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik

SVV. 2018. Håndbok V220 - Geoteknikk I vegbygging. Statens Vegvesen (Norwegian Public Roads Administration)

W. J. Rankin. 1988. Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications 1988, v.5; p79-92. doi: 10.1144/GSL.ENG.1988.005.01.06

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

BYBANEN I BERGEN – UTFYLLING I STORE LUNGEGÅRDSVANNET

Bergen Light Rail –subsea placement of fill in Store Lungegårdsvannet

Johanna L. Rongved, Instanes AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med byggetrinn 4 av Bybanen i Bergen er det utført en betydelig utfylling i Store Lungegårdsvann. Utfyllingsområdet ligger like sør for Bergen sentrum, med mye eksisterende infrastruktur både langs strandlinjen og i vannet.

Fyllingsarbeidet har pågått i perioden fra 2017 til 2021, og i løpet av fyllingsperioden er det fylt ut i størrelsesorden 1,6 mill. m^3 fyllmasser i vannet. Fyllingen ble utført ved bruk av lekter opp til ca. kote -4, og deretter med fylling fra tipp. Opprinnelig prosjektert løsning med sprengning langs fyllingsfot måtte forkastes på grunn av ulemper for omgivelsene, og som erstatning for sprengning ble det omprosjektert til en strengere prosedyre for utførelse ved fylling fra tipp.

Det er utført setningsmålinger på og langs fyllingen i flere omganger, og det er installert to stk. piezometere for oppfølging av poretrykk i gjenværende underliggende sjøsedimenter. Utførte skanninger av fyllingsfront og sjøbunn har imidlertid dannet det viktigste grunnlaget for oppfølging av fyllingsarbeidene.

Utfyllingen var ferdig vår/sommer 2021, og det er gjort en oppsummering av de erfaringer og observasjoner som er gjort i forbindelse med prosjektering og oppfølging av fyllingen.

SUMMARY

In conjunction with the fourth construction stage of the Bergen City Light rail, a substantial land reclamation has been executed in the Store Lungegårdsvann in Bergen. The reclaimed area has been created by placing a rock fill on the seabed. The Store Lungegårdsvann is located just south of the city centre, with existing infrastructure closely located both along the shoreline and on the seabed.

The rock fill was executed in the period from 2017 to 2021 and consisted of approximately 1,6 mill m^3 of blasted rock. A barge was used for placement of the fill up to approximately 4 m below sea level. Filling above this level was performed from land. It was originally planned to perform blasting along the foot of the embankment slope, to achieve a better displacement of soft sediments. This, however, had to be discarded due to severe inconvenience to the neighbouring area, and instead a stricter procedure for filling from land was introduced.

Settlement registration along the new fill has been performed several times during the period 2017-2021. Also, two piezometers were installed for registration of pore pressure in the remaining, underlaying sediments. The main basis for follow up of the fill has, however, consisted of the regular scanning of the embankment front and the seabed.

The land reclamation was finished by spring/summer of 2021. A summary has been made of the experiences and observations made during the planning and execution of the project.

INNLEDNING

Store Lungegårdsvannet ligger i overgangen mellom Bergen sentrum og bydelene i sør. I forbindelse med Bybanens byggetrinn 4 er det utført en betydelig utfylling på 1,6 millioner m^3 fyllmasser i vannet. Byggherre for bybanen er Bybanen Utbygging, og ansvarlig prosjekterende for byggetrinn 4 er Sweco Norge AS, med undertegnede som innleid på geoteknisk prosjektering av sjøfyllingen. Selve utførelsen av fyllingen var delt i to entrepriser, med henholdsvis NCC og Skanska AS som utførende.

Den aktuelle utfyllingen er utført langs nordøstre del av vannet. I forbindelse med utfyllingen har det vært nødvendig å ta hensyn til eksisterende infrastruktur både på land og i vannet, samt at det var krav om å opprettholde gang-/sykkelveg langs vannet gjennom hele anleggsperioden.

Utfyllingen er utført delvis fra lekter, med fortrengning av bløte sjøsedimenter, og delvis fra tipp. Arbeidene er fulgt opp blant annet ved hjelp av jevnlige skanninger av fyllingsfront og sjøbunn.

TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Fyllingen er etablert langs strekningen fra Amalie Skram videregående skole/ADO Arena til Fløen, langs opprinnelig park/strandlinje i nordøstre ende av Store Lungegårdsvann (se Figur 1). Det har tidligere blitt utført til dels omfattende utfyllinger i Store Lungegårdsvann, spesielt i nordre del av vannet, og både den opprinnelige Lungegårdsparken, Bergen Brannstasjon og Amalie Skram vgs/ADO Arena er etablert på tidligere utfylt grunn.

Figur 1: Oversiktskart (fra www.bergenskart.no)

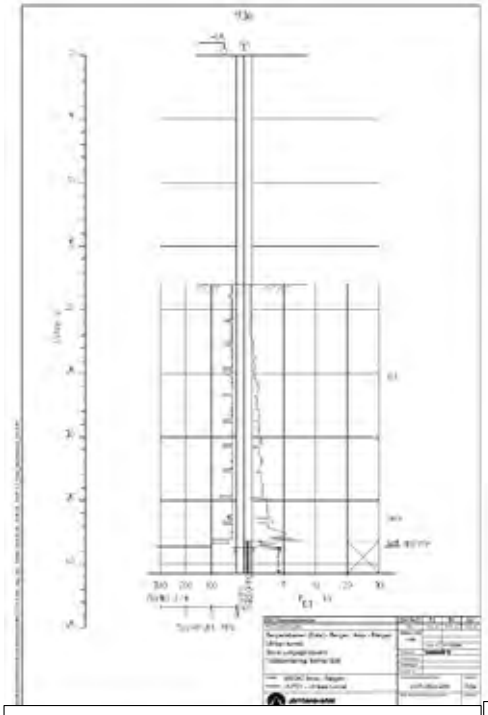
Bunnkotekartlegginger i Store Lungegårdsvann, fra før oppstart BT4, viste en fyllingsfront med helning i størrelsesorden 1:1,4 for tidligere utført utfylling. Denne strakte seg langs nordøstre side av Store Lungegårdsvann, ned til en vanndybde på ca. 15 – 20 m. Sjøbunnen i området skrådde deretter relativt slakt ned mot dypeste punkt på ca. kote -24. Bunnkotekartet før oppstart fylling for BT4 antydet at bløte masser var blitt fortrengt utover ved tidligere

utfylling i området, og de fortrengte massene vistes som en «valk» i forkant av eksisterende fylling. Dette var særlig synlig i vestre ende av fyllingsområdet.

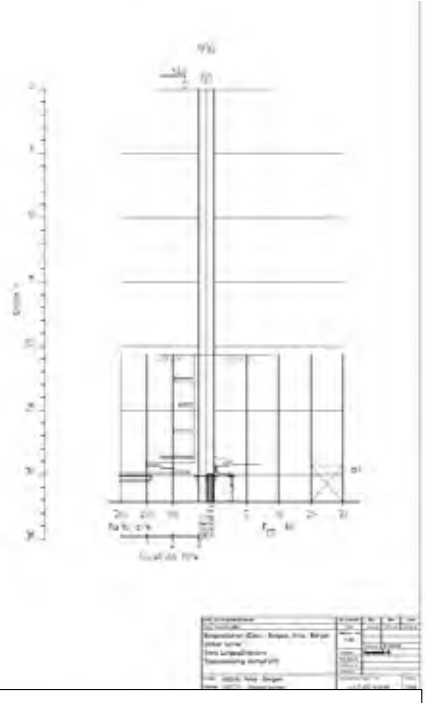
Det ble utført grunnundersøkelser i Store Lungegårdsvann i to omganger før oppstart utfylling i BT4 (Norconsult i 2014 og Golder i 2016). Utførte boringer gjennom gammel fylling antydet generelt fyllmasser, stedvis med et underliggende lag av gjenværende sjøsedimenter. Utførte grunnundersøkelser i vannet var generelt utført som totalsonderinger, men med enkelte CPTu og noen få prøvetakinger.

De opprinnelige undersøkelsene viste et bergnivå generelt mellom ca. kote -35 til -40, men antydet et stigende bergnivå østover mot Fløenområdet. Totalsonderingene antydet også et tynt lag av fast morene over berg.

Opprinnelig utførte totalsonderinger viste generelt svært bløte sedimenter over fast morene og berg. Det ble registrert særlig bløte forhold i østre del av utfyllingsområdet, samt i de dypeste områdene i vannet. Bormotstanden i disse bløteste sedimentene ble i hovedsak registrert som tilnærmet null (se Figur 3). I vestre del av området ble det fra totalsonderingene antydet noe fastere sedimenter (se Figur 2). Det antas at de fastere forholdene her kommer av fortrengning og konsolidering av sjøsedimenter i forbindelse med tidligere utførte fyllinger i området.



Figur 2: Totalsonderingsprofil fra område med tidligere fortrengning (Norconsult 2014)



Figur 3: Totalsonderingsprofil fra område uten stor grad av tidligere fortrengning (Norconsult 2014)

I forbindelse med utførte grunnundersøkelser i vannet ble det tatt opp prøver i 9 punkter, og utført analyse av vanninnhold og tyngdetetthet på alle prøvene. Det ble også gjort analyse av humusinnhold i alle prøvepunkter. De utførte prøvetakingene viste enkelte variasjoner, men generelt ble det registrert en tyngdetetthet på i størrelsesorden ca. 12-17 kN/m^3, et vanninnhold mellom ca. 80 og 450 % og humusinnhold generelt i størrelsesorden 20 til 25 %.

Både tyngdetetthet, vanninnhold og humusinnhold antydet svært bløte sedimenter, med lav fasthet, og et svært høyt setningspotensial.

PROSJEKTERT TILTAK

Fyllingen ble i utgangspunktet planlagt for å erstatte parkarealet som gikk tapt i forbindelse med utbyggingen av Bybanen. Fyllingen har siden blitt utvidet og omprosjektert i flere omganger. Utforming og plassering av fyllingen har i stor grad blitt bestemt av et automatisk fredet kulturminne i sjøen nær utfyllingsområdet, samt eksisterende sjøledninger i østre og vestre del av utfyllingsområdet (se Figur 1).

Under utfyllingen var det nødvendig å opprettholde gang-/sykkelveg langs Store Lungegårdsvann. Det var også nødvendig å ta hensyn til den nærliggende jernbanen, til båtforeningen Draugen øst for fyllingsområdet ved Fløen, til Amalie Skram Videregående skole/ADO Arena like vest for området og til det tidligere nevnte kulturminnet.

Av fremdriftshensyn ble utfyllingsarbeidet delt i to entrepriser, D06 og D12, der den forberedende entreprisen D06 ble påbegynt før ordinær oppstart av bygging BT4. D06 omfattet i utgangspunktet lekterfylling til kote -4 samt noe utfylling for riggområde. Resterende lekterfylling, samt ferdigstilling av fylling opp til ferdig nivå, ble utført i entreprise D12. Utfyllingsarbeidet var ferdig vår/sommer 2021, men det gjenstår noe arbeider knyttet til forlenging av kulverter og fjerning av masser i område for bystrand.

Av hensyn til automatisk fredet kulturminne i vannet (med plassering sør for østre del av utfyllingsområdet) ble det valgt å prosjektere for størst utfylling i vest, mot ADO Arena. Bakgrunnen for dette var usikkerhet knyttet til hvor stort område av sjøbunnen som ville bli forstyrret i forbindelse med fortrengning fra utfyllingen.

Fyllingsarbeidene i D06 startet sommeren 2017. Denne entreprisen omfattet i utgangspunktet kun lekterfylling, men det ble etter hvert inkludert også noe oppfylling til ferdig nivå, dette for å gi et øket riggområde samt plass for omlegging av gang-/sykkelvei og av fjernvarme. Ved oppstart av D06 ble det utført tilstrekkelig fylling i vest for etablering av kai for lekteren, og ble deretter fokusert på lekterfylling østover mot Fløen. Opprinnelig prosjektert fylling mot Fløen var derfor i hovedsak ferdigstilt i løpet av D06.

Utførte stabilitetsberegninger for ferdig fylling viste tilfredsstillende stabilitet regnet på effektivspenningsbasis. Det kunne imidlertid ikke utelukkes en mer udrenert oppførsel på kort sikt, og det ble derfor gjort beregninger på totalspenningsbasis for anleggsfasen. Her oppnåddes det ikke beregningsmessig tilfredsstillende stabilitet av fyllingen. For anleggsfasen ble det derfor beskrevet en prosedyre for utfylling, med hensikt å ivareta sikkerhet for personell og utstyr på stedet. Prosedyren omfattet utlegging av masser med overhøyde, samt ventetid før videre utfylling. I forbindelse med entreprise D12 ble det installert to stk. piezometere gjennom fyllingen, i tillegg til at det ble fortsatt med skanning av sjøbunn for hver 5 m utvidelse av fyllingsfront. Før oppstart av D12 ble det også utført totalsonderinger

gjennom til da etablert utfylling, dette for å verifisere oppnådd fortrengning. Boringene ble utført fra flåte, gjennom utlagte masser, og antydet generelt god fortrengning av bløte sedimenter.

Det er ikke gjort spesielle tiltak for setningsreduksjon i fyllingen, og det har derfor vært forventet store, og potensielt langvarige, setninger i fyllingen. Det har vært forventet setninger både som egensetning i de utlagte massene, men også fra konsolidering av gjenværende sjøsedimenter under utlagte masser. Det ble utført setningsmålinger i forbindelse med omlegging av fjernvarme ut på ny fylling, og resultater fra disse målingene vil bli omtalt senere i denne artikkelen.

ERFARINGER OG OBSERVASJONER

Observasjoner og målinger ifm. sprengning

Det ble opprinnelig prosjektert med sprengning i fyllingsfront, for å sikre en stabil fyllingsfot før videre oppfylling fra land, og i forbindelse med oppstart lekterfylling ble det utført sprengning ved fyllingsfot i tre omganger. Sprengningen ble utført ved bruk av påleggsladninger ved fyllingsfot. Ved første runde av sprengning oppstod det brudd langs opprinnelig fyllingskant. Bruddet ved fyllingskant manifesterte seg som sprekker, og til dels stor setning, langs fyllingskanten. Sannsynlig årsak til dette bruddet er gjenværende bløte sjøsedimenter under opprinnelig fyllingsfot. Ved belastning av gammel fyllingsfot, samt sprengning langs fyllingen, oppstod det grunnbrudd i fyllingsfoten, som forplantet seg opp til fyllingskant.

Før oppstart av sprengning ble det montert flere rystelsesmålere, blant annet på ADO Arena, på Brannstasjonen, på dekket på Lungegårdskaien og på adresser i Kalfarveien og Møllendalsveien. Høyeste vibrasjoner ble registrert på dekket på Lungegårdskaien, og her ble det registrert vibrasjoner på 18,6 mm/s. Rystelsesmålerne ellers registrerte i hovedsak vibrasjoner i størrelsesorden 3-8 mm/s.

Hovedvekten av de registrerte vibrasjonene var altså av en svært beskjeden størrelse, men de ble også registrert med en svært lav frekvens. Trass generelt svært lave registrerte vibrasjoner var det, etter to runder med sprengning, mottatt flere bekymringsmeldinger og klager fra naboer. Vurdering av alternative tiltak for videre utfylling resulterte til slutt i at lekterfyllingen ble besluttet utført uten sprengning. Som konsekvens av dette ble det prosjektert med strengere krav til prosedyre og oppfølging for «trinn 2» av fyllingen, som omfattet fylling fra endetipp fra kote -4 opp til ferdig nivå.

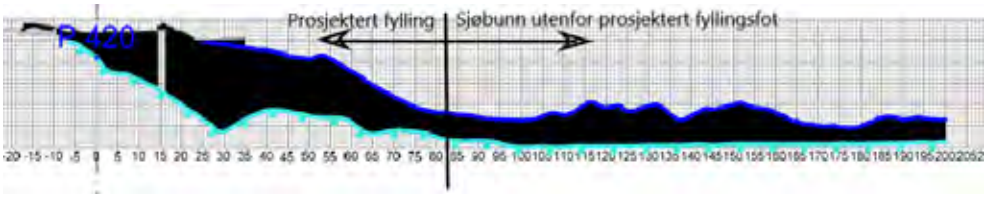
Utførte skanninger

I løpet av hele utfyllingsperioden er det utført skanning av sjøbunn for hver 5 m fylling utover i vannet. Disse skanningene, sammen med entreprenørens oversikt over utført lekterfylling, ble benyttet for å vurdere hvor stor fortrengning som ble oppnådd i forbindelse med lekterfyllingen. I løpet av første år av D06 viste resultat fra skanningene at volum av utfylte masser i snitt var ca. 90% større enn faktisk opparbeidet volum av ny fylling over opprinnelig sjøbunn. Oppnådd fortrengning varierte langs fyllingsområdet, men generelt antydet skanningene en svært god fortrenging.

Etter fullført utfylling er det beregnet at totalt volum av utfylte masser var i størrelsesorden 70% større enn faktisk opparbeidet fylling over opprinnelig sjøbunn. Det er imidlertid noe

usikkerhet knyttet til dette tallet, blant annet som følge av at tverrprofiler levert ved avslutning av D06 ikke omfatter områder over ca. kote -1.

Fortrengningen kan også ses fra de utførte skanningene, som viser en til dels betydelig påvirkning av sjøbunnen utenfor fyllingsfot. Skanning utført for D06 ble ikke utført langt nok ut fra fyllingsfot til å inkludere hele det påvirkede området av sjøbunnen. Skanning utført ved slutten av utfyllingen i D12 viser imidlertid betydelig påvirkning av sjøbunn i overkant av 100 m avstand fra fyllingsfot (se Figur 4). Skanningene antyder at sjøbunnen har hevet seg inntil ca. 10 m som følge av fortrengning fra utfyllingen.



Figur 4: Profil fra skanning av sjøbunn etter fullført utfylling. Svart område viser forskjell fra oppstart av entreprisen. Samme målestokk horisontalt og vertikalt.

Nær ADO og østover mot Fløen ble det fylt ut tidlig i D06, og var deretter lite aktivitet før ut i D12. Ved oppstart videre utfylling i D12 antyder skanningene av disse områdene særlig store, påvirkede arealer utenfor fyllingsfot.

Poretrykksmålinger

I forbindelse med D12 ble det installert to stk. elektriske piezometere i fyllingen. Det ble valgt å installere piezometerne ved fyllingskant på til da utfylt areal. Bakgrunnen for dette valget var at det ble ansett som sannsynlig at piezometere installert i gytjelaget utenfor fyllingsfot ville bli ødelagt ved videre utfylling. Piezometerne ble installert gjennom fyllmassene, ned i gjenværende sjøsedimenter under utlagt fylling.

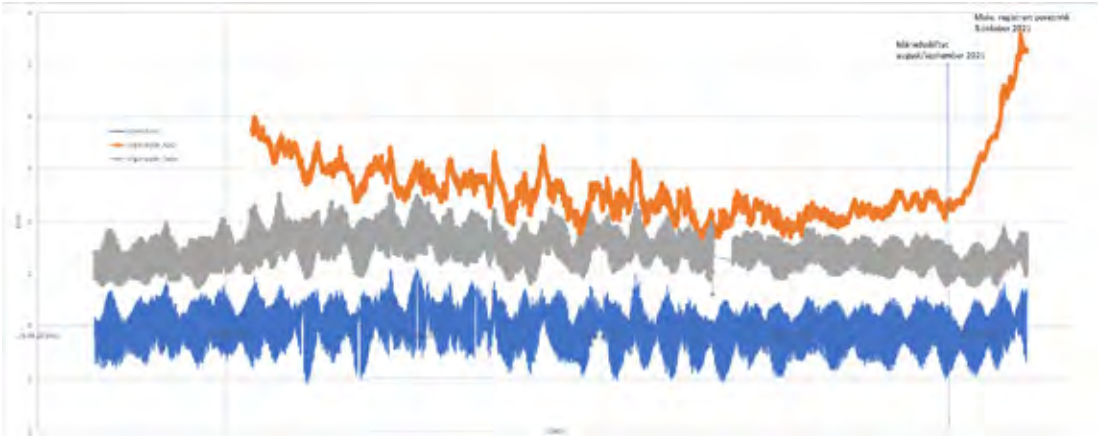
Piezometeret PZ36520 ble installert ca. midtveis mellom ADO og Fløen. Dette piezometeret ble installert 25. mai 2020, med spissdybde på 32 m under terreng. Terrengkoten på tidspunktet var på ca. + 1,3. Resultater fra denne måleren viser at den er påvirket av tidevannsvariasjoner, men med noe mindre amplitude enn tidevannsmålingene. Målingene kan tyde på at piezometeret er installert for nært oppunder de utlagte fyllmassene, og er påvirket av den udrenerte oppførselen av steinfyllingen.

Ved installasjon av PZ36520 hadde det vært utført minimalt med utfylling mot Fløen de foregående ca. 2 årene. De første månedene etter installasjon varierte stigehøyden i PZ36520 mellom ca. kote +0,8 til ca. kote +1,8. Frem mot sommeren 2020 ble det gjenopptatt utfylling i området mot Fløen. Dette resulterte i at poretrykket registrert i PZ36520 økte noe, opp mot ca. kote +2,5. Registrert poretrykk i punktet har gått noe ned siden desember 2020, og ligger i september 2021 igjen ca. mellom +0,8 og +1,8.

Piezometer PZ36620 ble installert nærmere ADO Arena, i området som per nå er benyttet for mellomlager av steinmasser på ferdig fylling. Dette piezometeret ble installert 14.august, 2020. Grunnen til at dette ble installert senere var at foringsrøret gjennom fyllingen først var avsluttet på for grunt nivå, og det måtte installeres nytt foringsrør. Piezometeret ble installert fra terrengnivå på ca. kote +1,2 og med en spissdybde på ca. 34,8 m. Dette piezometeret er installert dypere enn piezometeret ved Fløen, og viser i liten grad påvirkning av tidevannsvariasjon. Ved installasjon ble det i dette piezometeret registrert et poretrykk

tilsvarende en stigehøyde til i størrelsesorden kote +3. I månedene etter installasjon avtok poretrykket i denne måleren ned mot et poretrykk tilsvarende en stigehøyde til ca. kote +2. Fra ca. månedsskiftet august/september i 2021 ble det igjen registrert et økende poretrykk, og mot slutten av september var registrert poretrykk høyere enn poretrykket som ble registrert ved installasjon. Det raskt stigende poretrykket registrert i september 2021 var overraskende, da utfyllingen var ferdig på dette tidspunktet. Store deler av de mellomlagrede massene i området var også fjernet, og avgraving av masser for forlenging av infrastruktur var påbegynt. I slutten av september 2021 ble det opplyst at det var lagt opp noe mer masser i et mellomlager umiddelbart ved siden av poretrykksmåleren. Ved månedsskiftet september/oktober 2021 ble det påbegynt fjerning av noe masser fra dette mellomlageret, og poretrykket viste da også en nedadgående trend i en kort periode.

I Figur 5 er resultater fra begge målerne plottet sammen med registrerte vannstandsnivåer fra *www.sehavniva.no*. Figuren antyder at spesielt måleren mot Fløen (grå linje) er påvirket av tidevannsvariasjoner. Figuren viser også tydelig økningen i poretrykk som ble registrert i måler nærmest ADO. Siste halvdel av oktober er det igjen registrert en økning i poretrykk for denne måleren. Det er imidlertid ingen pågående arbeider i området som kan forklare en slik poretrykksøkning. En mulig forklaring er sterk nedbør i kombinasjon med mellomlager av «blandingsmasser» nær den aktuelle måleren.



Figur 5: Registrerte poretrykk i begge målere, plottet sammen med registrert vannstand fra www.sehavniva.no

Setningsmålinger

Det er gjort setningsmålinger i området i flere omganger. Ved oppstart utfylling i 2017 ble det etablert målepunkter langs gangstien i Lungegårdsparken. I januar 2018 ble det også installert målepunkter på BaneNor sitt område.

Punktene på BaneNor sitt område antydet i størrelsesorden 1,5 til 2 cm setning i løpet av de første 2 månedene. Målingene langs strandlinje i Lungegårdsparken ble installert i oktober 2017, og antydet i størrelsesorden 1-10 cm setning frem til utgangen av mars 2018. Et par av målepunktene i Lungegårdsparken ble flyttet i løpet av måleperioden. Målingene ble avsluttet etter få måneder, i hovedsak på grunn av planlagte arbeider i området, men også på grunn av usikkerhet knyttet til nøyaktigheten av målingene.

Høsten 2018 ble det etablert målepunkter og gjort setningsmålinger i området i forbindelse med omlegging av fjernvarmeledning langs Store Lungegårdsvann. Det ble etablert 7 målepunkter langs ny fjernvarmetrase, og gjort målinger på disse punktene fra august til november 2018. I perioden ble det registrert størst setning i vest, med ca. 7,5 cm setning, og avtagende setning mot øst (i størrelsesorden 1 cm). Målenøyaktigheten er imidlertid anslått å være +/- 7mm, i tillegg til at det kun er målt lokal innbyrdes differanse. Det var med andre ord relativt stor usikkerhet knyttet til måleresultatene.

Generelt for setningsmålingene var det en utfordring å få god nok kvalitet og nøyaktighet på målingene. En typisk problemstilling var at punkter ble påkjørt eller flyttet. I tolkning av resultatene ble det også stilt spørsmål ved kvalitet av målingene i seg selv.

OPPSUMMERING ERFARINGER

Opprinnelig prosjektert løsning med sprengning i fyllingsfot måtte forkastes på grunn av ulemper for omgivelsene. Dette viser at denne type sprengning, med risiko for svært lavfrekvente vibrasjoner, kan vise seg utfordrende å gjennomføre i tettbygde strøk. Målte svingningshastigheter var svært lave, men ble likevel oppfattet som en stor ulempe av beboere, i avstander inntil mange hundre meter fra selve anleggsområdet.

Skanninger utført i forbindelse med utfyllingsarbeidene har dannet hovedgrunnlaget for vurdering av oppnådd fortrengning. Skanningene har vist at det generelt er oppnådd svært god fortrengningseffekt i forbindelse med utfyllingen, selv uten bruk av sprengning. Skanningene viste også til dels svært stor påvirkning på sjøbunn utenfor fyllingsfot. Det var noe utfordring knyttet til at fortrengte masser la seg over bunn av siltgardin, samt risiko for at fortrengte masser kunne påvirke sjøledninger ved ADO og ved Fløen. Trass god avstand mellom prosjektert fyllingsfot og automatisk fredet kulturminne viser skanningene at sjøbunnen også har blitt påvirket noe inn i regulert sikringssone for kulturminnet.

Våren 2018 ble det utført grunnundersøkelser i form av totalsonderinger fra flåte gjennom utfylte masser fra D06. Formålet med disse boringene var å dokumentere omfanget av fortrengning, og få et bedre grunnlag for å vurdere fastheten og mektigheten på gjenværende sjøsedimenter under utlagt fylling i D06.

Enkelte av borpunktene ble avsluttet i den utlagte fyllingen, mens andre punkter tydelig viser gjenværende sjøsedimenter under de utlagte fyllmassene. Generelt antydet boringene at det gjenstår i størrelsesorden 3-4 m mektig lag av sjøsedimenter under utlagt fylling, med noe større mektighet under ytterste del av fyllingsfoten. Under hoveddelen av fyllingen er det imidlertid antydet en relativt høy fasthet på de gjenværende sedimentene, med overraskende mye bruk av økt rotasjon. Selv om noe av dette kan komme av stangfriksjon gjennom de overliggende fyllmassene, synes fastheten på de gjenværende sedimentene likevel å være noe bedre enn opprinnelig forventet, som tyder på en relativt rask konsolidering av massene.

Det er ikke utført ytterligere boringer gjennom ferdig utlagt fylling.

Deler av fyllingen har i perioder vært benyttet for mellomlagring av masser. Lokalt har det vært mellomlagret masser til nivå betydelig over prosjektert fyllingsnivå. Det har ikke vært tegn til ustabilitet i forbindelse med denne mellomlagringen. Dette indikerer at stabiliteten er forbedret relativt raskt i tiden etter utfyllingen.

I løpet av fyllingsperioden har det oppstått én utglidning som omfattet fyllingskant. Denne oppstod i mai 2019 i forbindelse med at det ble utført lekterfylling nær fyllingskant. Dette viser at det bør gjøres spesielle vurderinger av stabilitet fyllingskant ved nærliggende lekterfylling.

Referanser

Norconsult, Bergensbanen (Dale) – Bergen, Arna – Bergen UUT21, Store Lungegårdsvann Geoteknisk datarapport, dokumentnr. UUT-00-A-12006, datert 2014-04-10

Golder Associates, Bybanen i Bergen, Geoteknisk grunnundersøkelse, Datarapport, delområde 1, rapportnr. 1522218-4_rev1, datert 9.9.2016

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2021

NYHAVNA ØVRE – PELEFUNDAMENTERING OMFORENT MED ANSTRENGT OMRÅDESTABILITET OG INSITU POREOVERTRYKK I GRUNNEN

Nyhavna Øvre – Pile installation baselined with strained area stability and in situ excess pore pressures

Joar Spencer Gloppestad, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Konferanseartikkelen er en prosjektpresentasjon som omhandler de overordnede geotekniske problemstillinger i de to første byggetrinnene ved boligprosjektet Nyhavna Øvre i Trondheim.

Områdestabiliteten er anstrengt i forhold til kravene i regelverket. Ved berg på 20-35 m dybde er det registrert et ikke ubetydelig poreovertrykk, med en ekvivalent stigehøyde av vannsøyle til ca. 3-4 m over terrenget. Stålkjernepeler ble da valgt som konsept. Fôringsrørene ble installert med roterende spyleboring med vann og polymértilsetning gjennom leire og kvikkleire. Det ble benyttet et sentrisk borsystem med inntrykket borkrone i forhold til ringborkrona. Luftboring ble benyttet for videre innboring gjennom morene og i berg.

Poretrykksmålere inne på selve tomta viste en påvirkning i leira med poretrykksoppbygging på i størrelsesorden 60 kPa i umiddelbar nærhet (1,3 m) til pelen i den første timen etter boring, før overtrykket stabiliserte seg på ca. 30 kPa til dagene etter. Måleren som står 0,9 m over berg viste en respons med poretrykksoppbygging på ca. 10 kPa ved innboring i berg i avstand 4,9 m og ytterligere ca. 30 kPa poretrykksoppbygging ved boring av fôringsrør som stod 1,3 m fra måleren. Videre viste målingene at det oppsatte overtrykket oppe i jordvolumet 15 m over berg vedvarte helt frem til en ukesperiode med tetteproblemer der mellom 2 til 6 peler daglig måtte gjennomgå både andre og tredje lekkasjetetting ved injisering i pelefoten. Dette understreker viktigheten av å få tettet pelene tidlig i prosessen for å unngå setninger i området. Når trykkfallet er målbart har også de tilhørende setningene skjedd i det aktuelle jordvolumet det måles i. Prosjektet har fokusert på en oppfølging av poreovertrykket like over berg, med 26 poretrykksmålere i området rundt byggetomta og hele utbyggingsområdet. Kun to målere er plassert oppe i profilet midt mellom berg og terreng. Disse viser et jevnt trykkfall tilsvarende ca. 1 m ekvivalent stigehøyde før det bygger seg sakte opp igjen etter byggeprosessen. Målerene helt nede ved berg hadde alle drastiske poretrykksfall, men trykket bygget seg også raskt opp igjen ved periodevise opphold i pelearbeidene, slik som ved juleferie og opphold mellom byggetrinn. En uventet korrelasjon mellom poretrykksfall og installasjonsprosessen med stålkjernene ble også observert, og er kort diskutert i artikkelen.

I en periode ved byggetrinn 2 ble det benyttet en vanninfiltrasjonsbrønn for å holde trykket oppe gjennom anleggsperioden. Vanninjeksjonen virket å ha en effekt på poretrykksutviklingen. Det ble ikke utført målinger av terrengsetninger, men nabobyggene ble fulgt opp med sporadiske setningsmålinger gjennom pelearbeidene i byggetrinn 1 og 2. Målingene er langt fra entydige, men en viss setningstrend på millimeternivå kan tolkes over det året arbeidene for byggetrinn 1 og 2 pågikk. Grunnforholdene i området består i hovedsak av bløt, og enkelte steder kvikk, leire over berg. Overkonsolideringsgraden i leira gjør at

setningspotensialet er håndterbart, og konsekvensene av den midlertidige utdreneringen i massene over berg ble akseptable utover selve byggetomta.

Prosjektgjennomføringen viste at det var krevende følge opp og ha oversikt over årsakene til poretrykksendringene i løpet av byggetiden. Mye info må samles og struktureres for å forstås. Poretrykksmålinger kan automatiseres, men får først en forklaringsverdi når de er sammenstilt med data om antall rør installer, antall utettheter osv. Det er en viss treghet i denne informasjonen, og i prosjekter med større setningspotensialer og risiko mot områdestabilitet blir erfaringen at man må rigge seg godt for å følge dette raskt nok. Det er bora 194 peler for BT1 og 229 peler for BT2. Fordelingen mellom antall peler som måtte reinjiseres var lik for de to byggetrinnene. Ca. 20% av pelene krevde 2. gangs tetting og ca. 2-3 % krevde 3. gangs tettingstiltak.

SUMMARY

This conference paper is a presentation of a project case, evaluating the design choices and pile installation follow up related to the main geotechnical issues for the first two housing developments at the Nyhavna Øvre site in Trondheim, Norway.

The area stability is strained compared to the code requirements. There is also found excess pore pressures at bedrock level at 20-35 m depth, corresponding to a water column 3-4 m above terrain level. Steel core piles, with bored steel tubes as casing, was chosen for the foundation concept. The installation procedures were carefully addressed in order to safeguard both pore pressure built up during installation and the drainage effect and settlement risk over the site and nearby areas.

Test piles were performed near piezometers installed at the actual building site. We registered approximately 60 kPa excess pore pressure in the clay layer when installing a pile with 1,3 m proximity. This pressure stabilized at a reduced level of 30 kPa the next days but did not reduce further until a later week period with leakage problems for 2-6 piles daily at the site.

Towards bedrock, were most of the piezometers adjacent to the site was placed, we registered drastic pore pressure decreases, however, the pressure was also rapidly regenerated during periods with no pile installation activities. An unexpected correlation to the steel core installations were observed and is briefly discussed in the paper.

The pore pressure drop at bedrock level was, during development phase two, remedied with water injection to bedrock during the most critical period. This measurement was introduced after a more drastic pore pressure drop than expected from the experience from phase 1. Water injection provided positive response to the pore pressures. The project did not measure terrain settlements, however, settlements at nearby buildings were measured sporadically over a year period. These measurements were not unambiguous all though they may be interpreted to show a trend for the largest building south of the building area. The ground conditions are soft and quick clay over bedrock. Probably with a thin layer with higher permeablity over bedrock. The overconsolidation degree in the clay is providing confidence to the settlement risk level to be manageable.

The pile installation follow-up is demanding with regards to collection of all necessary data and processing it to the right decision basis fast enough during the construction work. A total of 194 and 229 piles were installed for the development phases 1 and 2 respectively. The distribution of piles needed additional sealing attempts at the pile foot was equal for both phases, with ca. 20% with two injections and ca. 2-3 % with an additional third injection.

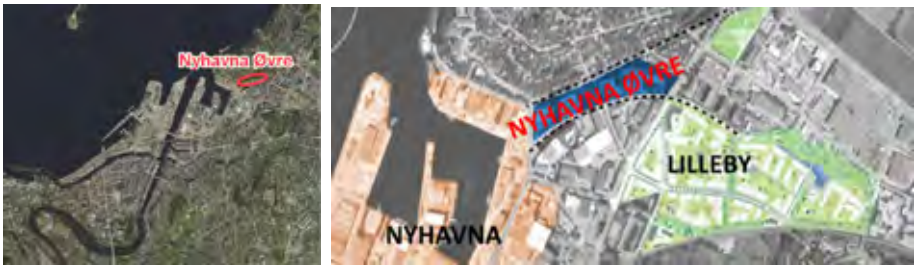
INNLEDNING

Øvre Nyhavna er en av Trondheims nye bydeler der et sjønært industriområde i stor grad skal forvandles til en ny urban bydel. Historikken i slike gamle industriområder er ofte spennende, og her har vi også historikk i form av et kvikkleireskred som i 1944 krevde 4 menneskeliv.

Områdestabiliteten er fremdeles anstrengt i forhold til kravene i regelverket. Ved berg, som også kan være noe skrått i deler av området, er det et ikke ubetydelig poreovertrykk. I toppmassene er det forurensninger som må tas bort. En fundamenteringsmetodikk som ivaretar og er omforent mellom disse ulike problemstillingene er ikke åpenbar. Den gamle Ladebekken ligger i dyp kulvert gjennom området og skal også ivaretas.

Multiconsult Norge AS har bistått utbygger Heimdal Bolig med vurdering av områdestabilitet i forbindelse med detaljregulering og rammesøknader for hele utbyggingsområdet, tidligfaserådgivning i flere byggetrinn, samt vært engasjert av totalentreprenør Backe Trondheim AS for geoteknisk detaljprosjektering i de to første byggetrinnene. Pelearbeidene er i disse to byggetrinnene utført av Hallingdal Bergboring, som også har vært diskusjonspartner i prosjekteringsfasen. Foreliggende innlegg er basert på Multiconsults erfaringer fra dette prosjektarbeidet.

Prosjektet har pr nå igangsatt 4 av 6 byggetrinn med byggestart fra vest mot øst i området. De 3 første byggetrinnene har blitt utført med fundamentering på stålkjernepeler, og det har blitt gjennomført omfattende oppfølging av naboområdene i form av poretrykksmålinger, rystelsesmålinger, setningsmålinger og bygningsbesiktigelser.



Figur 1: Lokasjon Nyhavna Øvre i Trondheim [1] [2]

Figur 2: Illustrasjon av omfanget av utbyggingen [2]

GRUNNFORHOLD

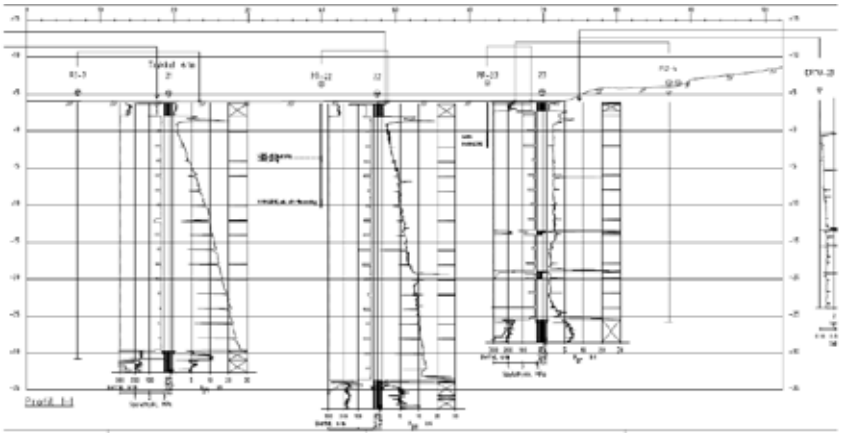
Vi velger å illustrere grunnforholdene i området med et terrengprofil, med inntegnede sonderingsprofiler, plassert sentralt fra sør mot nord over tomta for det første byggetrinnet. Tomta har terrenget på rundt kote +4,5, og terrenget skrår bratt opp over Ladehammeren like nord for tomta.

På tomta ligger det et topplag av fyllmasser med mektighet opp til 4-5 m. Under dette er det marin leire som i de nordlige delene av tomta og i skråningen nordover er kvikk. Leira har et naturlig vanninnhold på 25-30%, en plastisitetsindeks på ca. 10% og en overkonsolideringsgrad tilsvarende POP =90 kPa eller OCR = 1+9/z. Aktiv udrenert skjærstyrke på leira er ca. 30kPa til 80 kPa for dybder hhv 3 m og 30 m. Deformasjonsmoduler i leira er tolket til M_{OC} = 4-6 MPa, og Janbus modultal m_{NC} = 20-30.

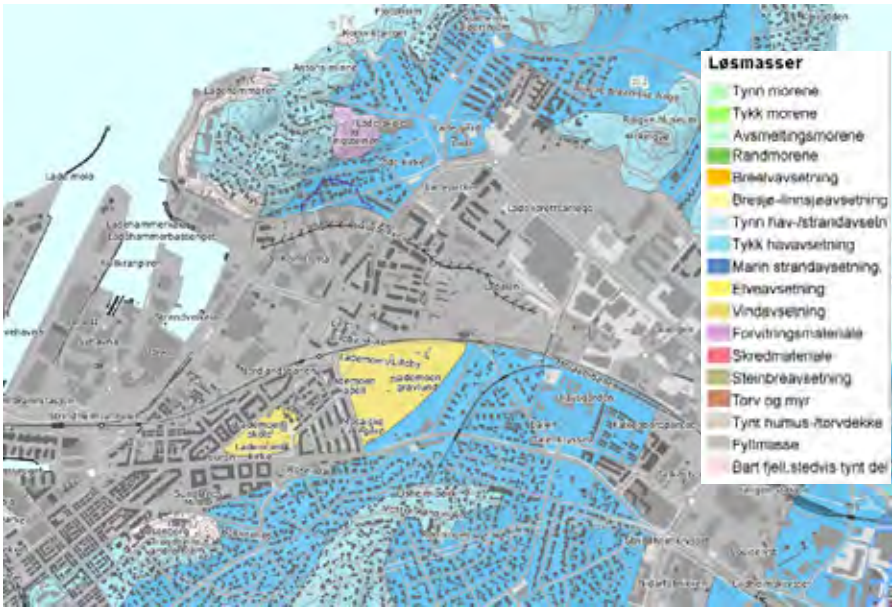
Dybden til berg er mellom 20 m og 35 m over tomtene for de to første byggetrinnene.

Multiconsult har i alt installert 26 piezometre i forbindelse med prosjektering og utførelse av de to første byggetrinnene, samt i forbindelse med utredning av områdestabilitet for hele området med byggetrinn 1-6. Andre aktører har supplert med ytterligere målere i forbindelse med prosjektering og utførelse av byggetrinnene 3. Målingene viser at det er et in situ poreovertykk ved berg, som gir en trykksøyle tilsvarende i størrelsesorden 3-4 m over terreng.

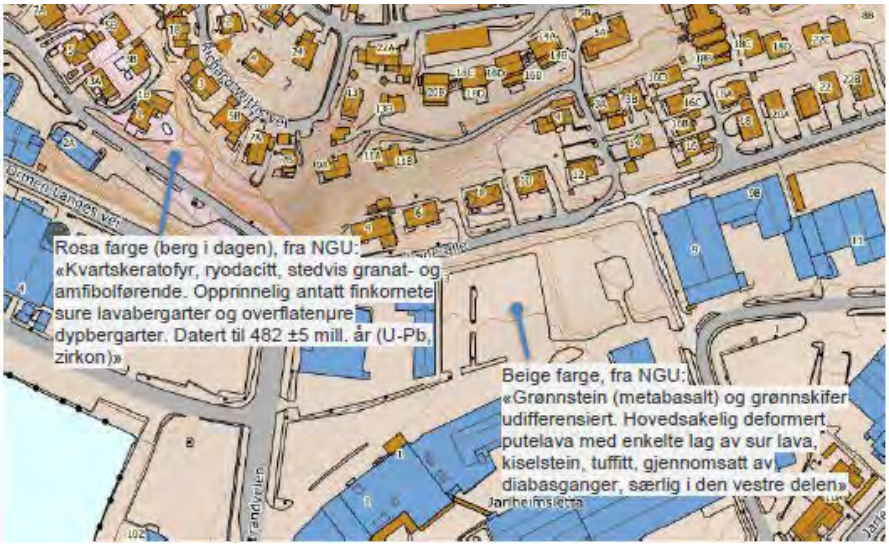
Figur 3: Flyfoto av området før utbygging, med illustrert ca. plassering av de tre første byggetrinnene. Plassering av terrengprofil i Figur 4 også illustrert.



Figur 4: Terrengprofil med sonderingsutskrifter. Plassering som vist i Figur 3.



Figur 5: Kvartærgeologisk løsmassekart over området ved og rundt Nyhavna Øvre [3]



Figur 6: Utsnitt av berggrunnskart fra Nasjonal berggrunnsdatabase [4]

OVERORDNEDE PROBLEMSTILLINGER

Områdestabilitet

Som vist i kapittelet over er det kvikkleire i dette området, og nabolaget har tidligere opplevd konsekvenser av gravearbeider. I 1944 gikk det et skred i Lade Allé. Strinda historielag skriver at «*Skredet var relativt lite, men området var tettbygd og skapte store materielle ødeleggelser.*» [5] I tillegg gikk det 4 menneskeliv i tragedien. Figurene under viser lokasjon og et bilde av skredomfanget.

Figur 7: Flyfoto fra hhv 1937 og 1947, med avmerket ca plassering av leirfallet i 1944 (sirkel), samt ca. plassering av de første tre byggetrinnen i prosjektet Nyhavna Øvre. [1]

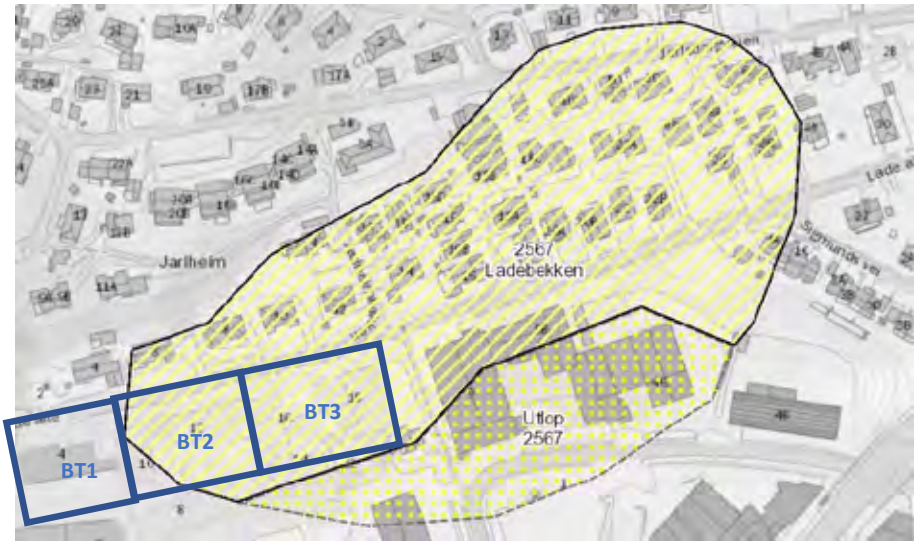
Figur 8: Foto etter leirfallet ved Lade Allé.[5]

Multiconsult gjorde en skredevaluering av hele utbyggingsområdet i reguleringsfasen. Kvikkleiresonene ble sist revidert i en ny utredning i forbindelse med nye rammesøknader etter justeringer rundt byggetrinnene 4-6. Figur 9 viser kvikkleiresonene som er blitt definert: Sone 2567-Ladebekken, med faregradsklasse Lav, konsekvensklasse Alvorlig og risikoklasse 3. Soneavgrensningene er tegnet inn skjønnsmessig, siden de aktuelle metodene som kan brukes for å avgrense løsneområder er vanskelig å anvende i dette tilfellet. Dette skyldes hovedsakelig at det ikke er funnet kvikkleire med kritisk beliggenhet der hvor det forventes initialskred, og at kvikkleireforekomsten kan virke usammenhengende i retning øst/vest. Skredevaluering og soneutredning er utført i henhold til NVE's retningslinje nr. 2/2011 og tilhørende veileder nr. 7/2014.

Sikkerhetsnivået for globale skjærflater og områdestabilitet, typisk med utløp i tomtene for utbygging, er i hele området anstrengt i forhold til kravene i regelverket. For byggetrinnene 1-3 er det funnet sikkerhetsfaktorer for dagens tilstand og valgte konsepter for utbygging, i størrelsesorden 1,4 – 1,5, beregnet med ADP-analyser. For byggetrinnene lenger øst, blant annet der kvikkleireskredet gikk på 40-tallet, er det lavere initielle sikkerhetsfaktorer i størrelsesorden 1,20, og dermed behov for motfyllinger før utbygging.

Det ble tidlig i prosjektutviklingen bestemt at en hensiktsmessig utbyggingsrekkefølge ville være utbygging fra vest mot øst. Terrenget stiger svakt fra ca. kote +3,5 i vest (BT1) til ca. kote +11 i øst (BT6). Videre er det også, på bakgrunn av områdestabilitetsforholdene, klart at utgravinger for kjellere ikke var aktuelt.

Det er et visst tankekors, tross sikkerhetsnivå og vurderinger rundt muligheter for initialskred og eventuelle vesentlige stabilitetsforbedringer som gjøres i området undervegs totalt sett, at utbyggingen ville vært vanskelig dokumentere innenfor regelverket etter NVE's nye veileder 1/2019. Denne veiledningen legger til grunn at man for K3/K4-tiltak ikke kan gjøre en midlertidig eller permanent forverring av stabiliteten når sikkerhetsfaktoren er mindre enn 1,61. Forsiktighetsprinsippet med ikke forverring er i utgangspunktet fornuftig. Rent teoretisk og beregningsmessig vil kravet slå inn for et hvert tiltak med noe graving i bunn av en skråning så lenge skjærflatene går gjennom kvikkleire et sted langs glideflaten. Til sammenligning vil regelverket kunne tillate betydelig lavere sikkerhetsfaktorer i tilfellene der det ikke er forverring, men baseres på en prosentvis forbedring.



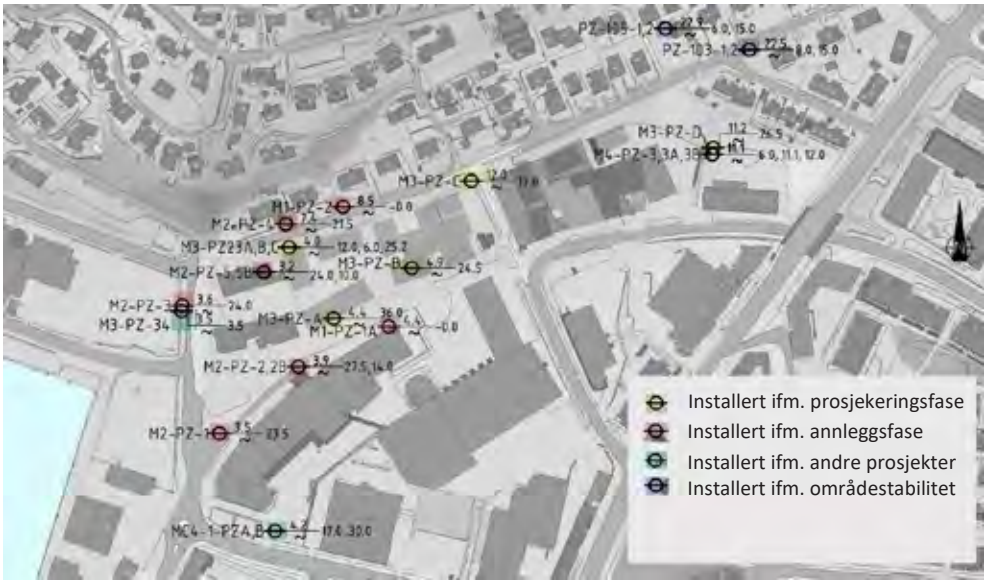
Figur 9: Plassering av definert løsne- og utløpsområde for kvikkleiresone 2567, i forhold til de tre første byggetrinnene. [6]

Insitu poreovertrykk i grunnen

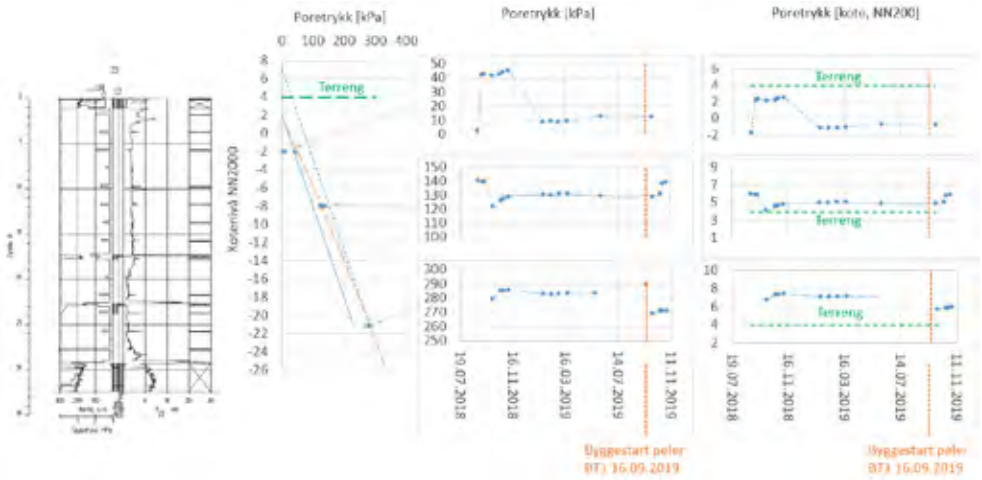
Installasjon av poretrykksmålinger og kartlegging av poretrykket i grunnen har skjedd i tre ulike faser og med ulikt fokus. I de innledende fasene med tidligfaseprosjektering var det kun tilgjengelig hydrauliske målere med typisk plassering midt i jordprofilet i punktene; dvs. ca. 5-10 m under terreng. Målingene viste et overtrykk. Videre ble det i en påfølgende fase installert elektriske poretrykksmålere ca. 1 m over berg i punkter gjennom hele utbyggingsområdet, relevant for alle byggetrinnene 1-6, samt at man hadde en viss oversikt over fordelingene i jordprofilet med hydrauliske piezometere på tre dybder i ett punkt ved byggetrinn 1 og byggetrinn 6, som vist i hhv Figur 11 og Figur 12. Byggetrinn 1 lengst vest ligger på ca. kote +3 til +4, og byggetrinn 6 lengst høst på ca. kote +11. Poreovertrykket ved berg er ekvivalent med en stigehøyde av vannsøyle til ca. 3-4 m over dagens terreng. Poreovertrykk finnes igjen i hele utbyggingsområdet.

Ut fra topografi og registreringer er det sannsynlig at akviferen med overtrykk er lukket i forhold til påvirkning fra atmosfæretrykket. Til informasjon er det benyttet lukkede strekklappbaserte elektriske poretrykksmålere som måler absolutt trykk; poretrykk+atmosfæretrykk [7].

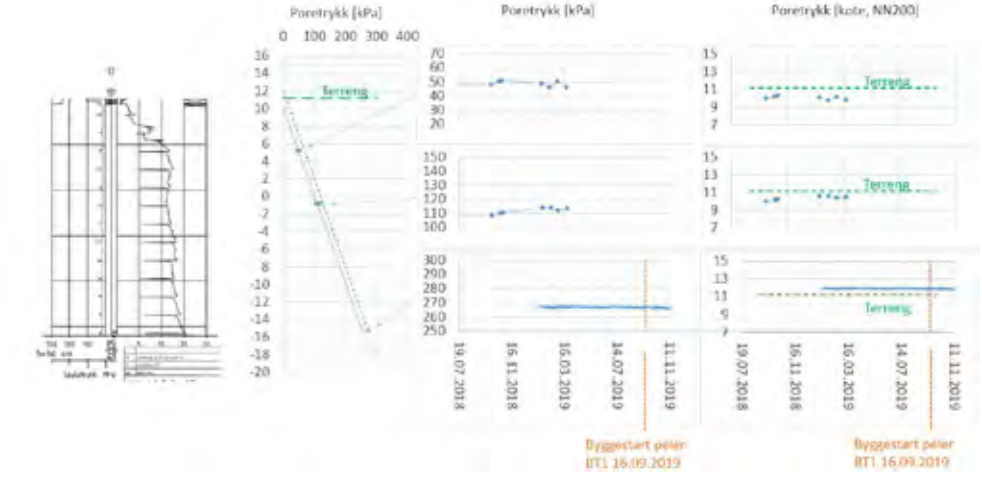
Opphavet til poreovertrykket kan være sammensatt. Multiconsult har ikke utført målinger eller særskilte utredninger rundt dette, utover innledende diskusjoner med våre hydrogeologer. Fredrik Aune og Iver Grav Østvang omtaler også temaet i sin masteroppgave fra området i 2020 [8]. I hovedsak finner vi at mulige årsaker kan være enten (1) tilførsel fra omkringliggende høyere områder tilknyttet med permeable lag i grunnen like over berg, eller (2) grunnvann transportert gjennom grunnfjellet [8] [9]. Begge deler er sannsynlige opphav. Med unntak av Ladehammeren like nord for utbyggingsområdet er terrenget forholdsvis flatt, med svak helling mot sjøen i vest. På Ladehammeren er det også i kvartærgeologis kart avmerket et område med forvitringsmateriale, se Figur 5.



Figur 10: Plassering av poretrykksmålere.



Figur 11: Tidligfase poretrykksregistreringer i punkt ved byggetrinn 1 (ved M3-Pz23, mellom pkt 4 og 5). Regnet fra målt stigehøyde til trykk ved γ_{vann} = 10 kPa.



Figur 12: Tidligfase poretrykksregistreringer i punkt ved byggetrinn 6 (ved M4-Pz-3 like ved pkt D). Regnet fra målt stigehøyde til trykk ved γ_{vann} = 10 kPa.

Figur 11 viser bl.a. at den øverste hydrauliske måleren på 6m dybde ved byggetrinn 1 får redusert poretrykk i størrelsesorden 30 kPa over en periode på ca. 2 måneder i en tid etter at det allerede er registrert jevnt poretrykk over en tidligere 2-måneders periode. Vi har ikke funnet forklaringen på dette. Tilsvarende trendens vises også for måleren på 12 m dybde.

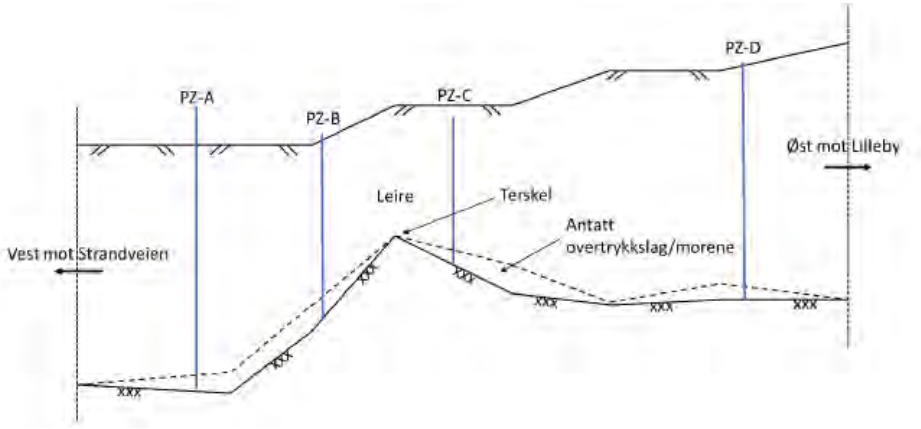
En punktering og/eller fremtidig utdrenering av det registrerte overtrykket kan ha følgende konsekvenser:

- Setninger over hele tomta når *oppdriften* i massene forsvinner. Generelt større setninger der hvor løsmassemektighet er større.

- Setninger i et område også utenfor tomta. Utdrenering kan eventuelt skje via åpne lag mot berg. Kritiske områder er bebyggelse langs nordre side av Lade Allé nord for tomta og bebyggelsen på Stiklestadveien 1 og 4 sør for tomta.
- Påhengslaster på peler til berg. Setninger gir en relativ bevegelse mellom jord og pel med spissen ført ned til berg, og skaper vedheng langs pelen.

Overslag, basert på det vi hadde av målinger i ulike deler av jordprofilet (Figur 11 og Figur 12), viste at setningspotensialet ved en eventuell full utdrenering av leirlagene kunne representere i størrelsesorden 10-15 cm konsolideringssetninger i et jordprofil med 30-35m dybde til berg. Overkonsolideringsgraden i jordprofilet gjør at det ikke estimeres mer dramatiske setningskonsekvenser.

Byggegropsveiledningen [10], og resultater fra bransjeprosjektet *Begrens Skade* [11], antyder at grunnvannsklekkasjer ved boring av stag og peler kan ha påvirkning for poretrykket i grunnen opp til 3-400 meter fra installasjonen. Målinger rundt påvirkning utover tomtegrensene blir diskutert senere i artikkelen, men Figur 13 viser en idealisert tolkning av bergprofil oppover utbyggingsområdet fra vest mot øst. Totalsonderingene på utbyggingsområdet viser områder med grunnere dybde til berg i området for byggetrinn 3. Tilsvarende bergterskler er også sannsynlig lenger østover mot de sentrale og østlige delene av Lillebyutbyggingen (se Figur 1) der det i områder er registeret poreovertrykk ved berg med stigehøyde i størrelsesorden 10 m over terreng, men med dybde til berg i størrelsesorden 70 m (ca. kote minus 55 mot kote minus 15 i østlige deler av Nyhavna Øvre) [8] [12].



Figur 13: Idealisert lengdesnitt gjennom utbyggingsområdet (ikke i målestokk), med tolkning av mulig bergterskel mellom byggetrinn 3 og 4. [8]

VURDERINGER OG VALG AV FUNDAMENTERINGSKONSEPT

Generelt

I lys av spesielt de to overordnede problemstillingene presentert i forrige kapittel ble det før oppstart prosjektering for byggetrinn 1 utført en evaluering av mulige fundamenterings-konsept, både med tanke på risikoer, robusthet og kostnader.

Områdestabiliteten i skråningene nord for utbyggingsområdet og ned mot tomta muliggjør ikke utgraving for full kjeller uten stabiliserende tiltak. I prinsippet er det kun terrengavlastninger eller grunnforsterkning eksempelvis med kalk- sementpeling som kunne ført frem. For å utnytte potensiale av kalk-sementstabilisering må dette etableres i den aktive sonen av en mulig utglidning. Terrengavlastning likeså. Dette er ikke mulig i det bebygde område nord for Lade Allé.

Det er ikke registrert alarmerende pågående kryp i området, ref. for eksempel satellittmålinger fra InSAR Norge i Figur 29, men en mulighet for utdrenering og områdesetninger bør nok som en beste praksis likevel ivaretas generelt i prosjektering i områder med poreovertykk i grunnen. I mange tilfeller vil ikke prosjektet i seg selv ha full kontroll på den fremtidige situasjonen. Tiltak og eventuell boring eller peling på nabotomt kan like gjerne gi disse effektene for området. Dette gjør også at direktefundamentering ikke ble tilrådd i prosjektet.

Uten kjeller må byggene på 5-8 etasjer pelefundamenteres. I og med at det er forholdsvis kort til berg (20-30 m) er det mest naturlig å føre bygningslasten direkte til berg med spissbærende pele. Situasjonen med poreovertrykk i grunnen ville også kunne ført til lite effektive friksjonspeler dersom det på et tidspunkt skulle skje en utdrenering med påfølgende setningsutvikling i området. Av samme grunn vurderte vi at påhengslaster på peler til berg ville være relevant for prosjekteringen for ikke å være sårbar for framtidig aktivitet i området.

Områdestabiliteten for de første byggetrinnene er ikke kritisk, men anstrengt i forhold til kravene i regelverket. Pelefundamentering vil i alle installasjonsformer føre til utvikling av ytterlige poreovertrykk i jordprofilet. Dette overtrykket er midlertidig, men like fullt relevant i forhold til stabiliteten i området. Som en videre beslutningsbasis ble det utført stabilitetsberegninger for byggetrinn 1 der det ble evaluert hvilken størrelsesorden av generelt poreovertrykk som kunne tåles i de nedre delene av skjærflatene uten å gå under sikkerhetsnivåkravet på $Fs_{(ADP)} \geq 1{,}40$. Det ble funnet at man kunne tåle noe ekstra poreovertrykk i foten av skråningen så lenge dette skjedde før den utgravingen som var nødvendig for byggetrinnet. På bakgrunn av dette ble det besluttet at installasjon av peler ved byggetrinn 1 skulle skje fra nivå tilsvarende dagens terreng, og at utgraving (ca. 1,5 m) utførtes etter peleinstallasjon. Det var også et poeng at man ikke skulle innføre unødvendig tillegg til poreovertrykket ved berg relativt til installasjonsnivået. Dette kunne også blitt oppnådd med overhøyde på rørene i forhold til installasjonsnivået. For byggetrinn 2 ble det gravd ut først før peleinstallasjon (begrenset utgraving).

Både med tanke på poretrykksoppbygging ved peleinstallasjon, og mulighet for punktering av insitu poreovertrykk ved peleinstallasjon, ble det utredet mulighet for å bruke færre peler, men med høy lastkapasitet. Prosjektet landet på behov for peler med begrenset lastkapasitet i størrelsesorden 2000 kN.

Borede peler til berg

Bora peler kan installeres med høy posisjonsnøyaktighet, noe som på byggetrinn 1 var relevant ved installasjon fra et nivå høyere enn prosjekterte pelefundamenter. Multiconsults

holdning var at registrert in-situ poreovertrykk var håndterbart med bora peler, og at installasjon etter riktige prosedyrer kan utføres uten særskilt påvirkning på områdestabiliteten.

Prosjektet valgte etter Multiconsults tilrådinger å gå videre med stålkjernepeler som fundamenteringskonsept. Stålkjernepeler ble vurdert å gi en bedre trygghet for tetting mot berg enn smådiameter stålrørspeler, ved at det bores og gyses lenger inn i berg.

Rammede peler til berg

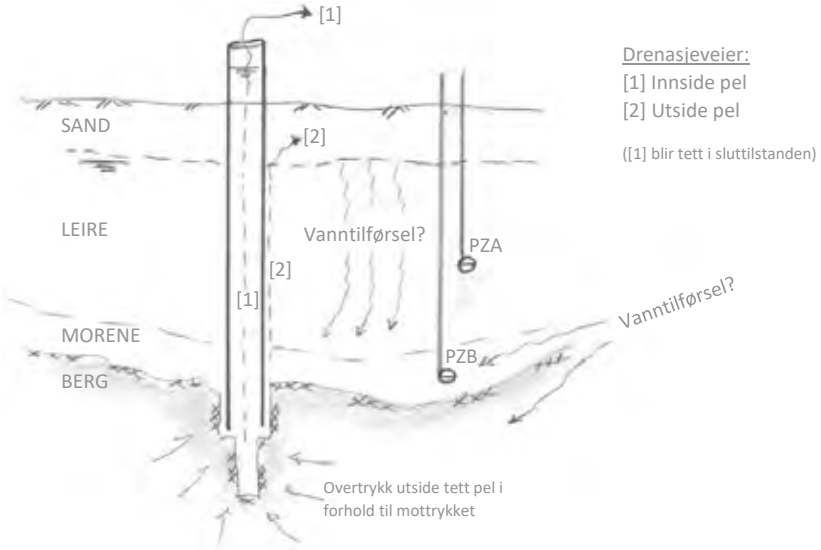
Betongpeler og andre massefortrengende peler ble utelukket. Ramma profilstål (HP-peler) ble vurdert som relevant, og også gunstig med tanke på å ivareta in-situ poretrykkssituasjon. Konseptet ble derimot ansett som mer usikkert og med mindre spillerom/justeringsmuligheter undervegs med tanke på poretrykksoppbygging og innvirkning på områdestabilitet ved nedramming. På grunn av mulig skråberg og registrert lite omfang av faste masser like over berg vurderte vi også fare for vrakpeler ved innmeisling i berg vesentlig større enn både andre prosjekter og for bora peler.

Kalk-/sementpeler

Konseptgjennomgangen kom til at fundamentering på kalk-/sementstabilisert byggetomt ikke var en fullgod løsning i dette tilfellet. Det ville være usikkerhet rund om pelene kunne installeres til faste masser. 20m lange peler ble lagt til grunn. Setningsoverslag viste videre et restpotensiale på 10-20 cm setninger i et mulig område på 5-15 m mektighet av leire under kalk-/sement-stabilisert sone. Det var også usikkerheter rundt variasjon i leiras parametere over tomta. Selve poretrykksoppbyggingen under installasjonsfasen var overordnet antatt håndterbar i forhold til områdestabilieten. Vertikaldren var lite aktuelt på grunn av in-situ poreovertrykk. Det ble også diskutert muligheten om ferdig installert kalk-/sementpeler ville kunne ha drenerende effekt i seg selv pga høyere permeabilitet enn leira, men det ble ikke utført beregninger for likevektssjekk i forhold til dette.

BORETEKNIKK STÅLKJERNEPELER

Stålkjernepeler ble valgt som fundamenteringskonsept. Peleinstruksen ble utarbeidet i et samspill mellom prosjekterende og peleentreprenør. Fokuset i diskusjonene var rundt de to hovedproblemstillingene med oppbygging av ytterligere poreovertrykk i formasjonen ved boring, og å oppnå god tetting for alle mulige drensveier for det in-situ poreovertrykket i grunnen og ved berg. Mulige prinsipper i forhold til tilførsels- og utdreneringsprinsipper er vist i Figur 14.



Figur 14: Skisse av tolkning av mulige tilførsels og drensmekanismer for en pel.

For å minimere risiko for at spylemedium går ut i formasjonen ble det benyttet sentrisk borsystem med inntrekt borkrone i forhold til ringborkrona. Roterende spyleboring med vann og polymer-tilsetning ble benyttet ved penetrasjon av fôringsrøret i leire, med maks borsynk 1m/minutt. Effekten av polymer-tilsetningen som tettetiltak er ikke entydig vist i litteraturen, men løsningen skal kunne gi en slags seigere kake av leire foran og opp langs fôringsrøret. Ved innboring i morene og berg ble det benyttet boring med luft. Ringborkrona på fôringsrøret ble punktsveiset på røret før rotasjonsboringen i leira, og punktsveisene ble da automatisk *slått av* når slagboringen startet ved berg.

Det aktuelle foringsrørdimensjonene og stålkjernedimensjonene i prosjektet var henholdsvis 168,3 – 273 mm og 90 – 130 mm.

Følgende stegvise prinsipper ble benyttet ved peleinstallasjonen:

1. *Boring i leire utføres som roterende spyleboring med trykkvann til vannpumpe på borerigg som gir arbeidesområde 10-50 bar og vannmengde ca 100-200 liter/minutt.*
2. *Boreleder følger med på vannivå i røret og masseuttak, det er viktig å ha vannfylt rør til enhver tid. Rør skal være vannfylt til terreng eller over terreng. Punktet gjelder kun for spyleboring.*
3. *Om det oppstår massefortrenging eller høye poreovertrykk tilsettes litt luft for å lettere å løfte boreslam opp i røret i de øverste 6 meter. Alternativt vurderes bruk av sugepumpe for å løfte boreslammet opp.*
4. *Senkhammer startes ikke før røret er boret ned til det faste morenelaget eller berg.*
5. *Før hammeren startes tømmes vannet i røret ned mot hammeren ved at hammen står i blåseposisjon.*
6. *Boring gjennom morene og berg utføres som forsiktig boring.*
7. *Dersom det kommer opp luft eller vann på utsida av røret i mer enn fem minutter avbrytes boringen og boreleder kontakter vår anleggsleder som vurderer tiltak. Oppdragsgiver og geoteknisk konsulent kontaktes umiddelbart.*

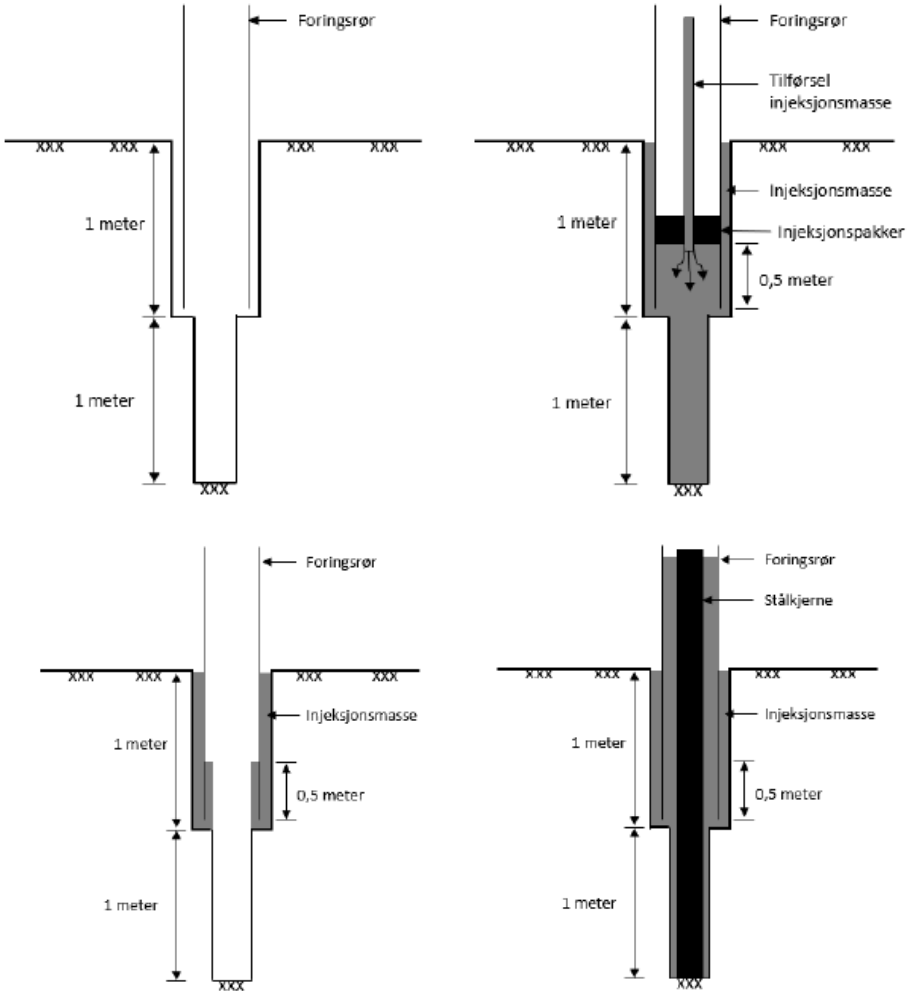
Tiltak kan være å stoppe boringen og ta opp hammer samtidig som det tilsettes tung væske eller polymer for å hindre grunnbrudd i bunn av røret. Merk at polymertilsetning skal brukes generelt ved peleinstallasjonen, ikke kun ved problemer. Dette gjøres også dersom det er mulig å bore videre på røret av andre grunner

8. *Dersom det ikke er mulig å bore videre på røret må det støpes ut før det eventuelt trekkes opp. Gysemassse må være borbar etterpå. Dette skal avklares med byggherre/geotekniker i forkant.*
9. *Det bores uforet berghull for stålkjerne 1m under bunn av fôringsrør så raskt som mulig etter installasjon av fôringsrør. Det skal tilstrebes minst mulig åpentid for foringsrøret i berg.*
10. *Det utføres tetningsinjeksjon med pakker ca. 1 meter over bunn fôringsrør. I nivå med berg.*
11. *Stålrøret slås ned fra toppen*
12. *Oppboring av injeksjonmasse tidligst etter 1 døgn*
13. *Vanntapsmåling fra topp stålrør, eller eventuelt med pakker i bunn hull.*
14. *Dersom vanntapsmåling er akseptable sikres topp stålrør med tett lokk, eventuelt med mulighet for avlesing av vanntrykk ved behov. Ved betydelige lekkasjer gjøres ny injeksjon*

Ved oppstart av peleinstallasjon fra 16.10.2019 var prosedyren noe annerledes fra og med punkt 9. Etter boring av fôringsrør ble dette forsøkt trukket litt opp før det ble utført initiell tetningsinjeksjon. Deretter ble dette boret opp etter 1 døgn og det uforede berghullet for stålkjernen ble boret før ny tetningsinjeksjon. Dette er selvfølgelig mer tidkrevende med to faste injeksjonsprosedyrer for hver pel. Selv om tanken var å oppnå tidlig tetting av glippe mellom berg og fôringsrør, ble det registrert, både ved observasjon og vanntapsmåling, flere peler som ikke ble tette. Se Figur 18. Prosedyren ble derfor etter hvert endret (26.10.2019) til å gå direkte på boring av uforet berghull etter installasjon av fôringsrøret, og da altså kun én fast tetningsinjeksjon. Fordelen med dette kan være at boreprosessen river opp litt i berget i overgangen mellom foringsrøret og det ufora berghullet slik at tetningsinjeksjonen kan ha bedre effekt ut og opp langs glippen mellom berg og utside fôringsrør.

De første dagene av pelingen ble det også utført en vanntapsmåling etter installert fôringsrør 1m i berg, før injeksjonstetting. Dette fikk vi ikke noe fornuftig ut av. Det kan også tenkes at disse forsøkene faktisk åpnet drensveier rundt fôringsrøret og gjorde videre tetting vanskeligere.

Utstøpningen av selve pelen ble utført etter vanlig spylerensk med slange. Det ble ikke benyttet ejektorpumpe ved rensk. Montering av stålkjerne med mørtelfortrengning var planlagt, men «t*ørrmontering*» av stålkjerne ble utført, der stålkjernen først ble nedsenket og deretter gyst.



Figur 15: Skisse av tettingingsprinsippet ved berg, utført i fire steg. [8]

PORETRYKKSMÅLINGER I ANLEGGSESFASEN

Poretrykksøkning ved boring

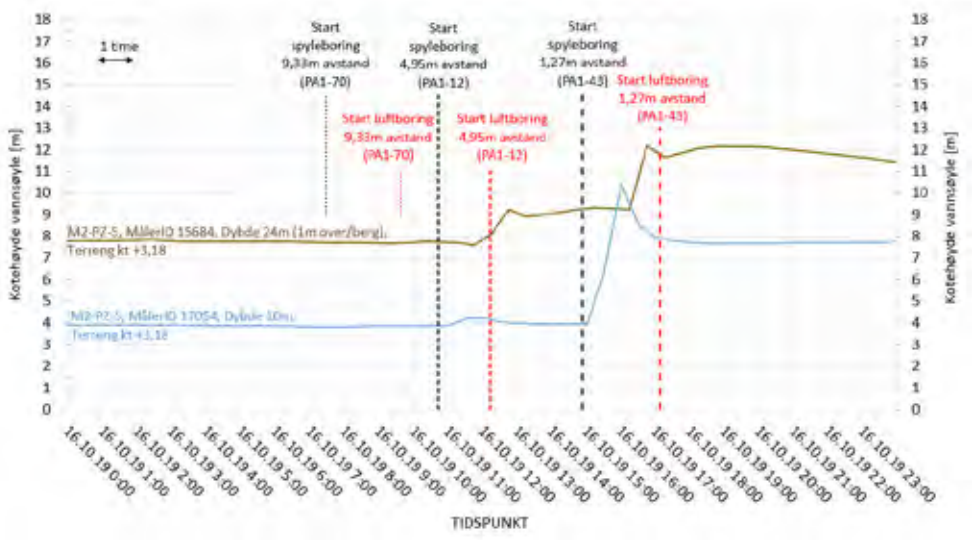
For å evaluere hvilke omfang av poretrykksoppbygging man fikk i leira ved selve peleinstallasjonen ble det installert to piezometere inne på selve tomta før oppstart av pelearbeidene. Piezometrene ble installert i leire på 10 m dybde og 24 m dybde, der sistnevnte var 0,9 m over berg. Målerene ble installert 10. oktober 2019, 6 dager før oppstart av pelejobben 16. oktober. Dette er i størrelsesorden den ventetida som var registrert som nødvendig for å oppnå stabil poretrykkssituasjon i målerene som var installert tidligere.

De tre første pelene som ble installert for bygget ble definert som prøvepeler med ekstra oppfølging og poretrykksavlesninger. Pelen lengst borte ble installert først, og den nærmeste sist. Avstanden fra pel til poretrykksmålerene var henholdsvis 9,3 m, 4,9 m og 1,3 m.

Resultatene fra oppfølging rundt prøvepelene vises i Figur 16. Det registreres ikke noe umiddelbar effekt på poretrykket i leira (10m dybde → ca. 15 m over berg) ved roterende spyleboring med avstandene 4,9m og 9,3 m. Ved boring nærme måleren (1,3 m) er det derimot en merkbar effekt der poretrykket øker med ca. 60 kPa i den første timen etter oppstart peleinstallasjon, men stabiliserer seg på ca. 40 kPa relativt overtrykk etter ca. tre timer. Dagen etter har poretrykket gått ned ytterligere 10 kPa, til ca. 30 kPa relativt overtrykk. Dette overtrykket ser ut til å holde seg de neste dagene når det bores ytterligere fôringsrør i området.

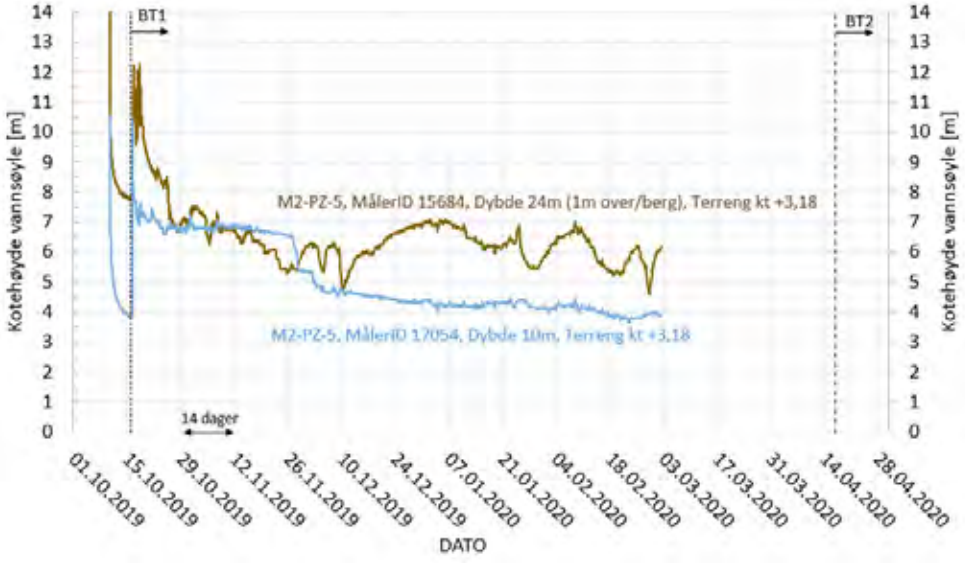
Måleren som stod 90 cm over berg registrerer tydelig oppstart av luftboringen både for pelen med 4,9 m avstand og for den nærmeste pelen med 1,3 m avstand. Den umiddelbare poretrykksøkningen er i størrelsesorden henholdsvis ca. 10 kPa og ca. 30 kPa. Men det ses altså ingen effekt fra innboring i berg fra pel med 9,3 m avstand.

Stabilitetsberegningene våre viste at vi tålte et gjennomsnitt på i størrelsesorden 20 kPa overtrykk bakover mot Lade Allé før områdesikkerheten gikk under kravet på Fs = 1,40. Målingene inne mot pelene viser altså høyere overtrykk, men dette ble vurdert akseptabelt siden det ikke kunne sies å være representativt mellom pelene i peleplanen, og opp mot gjennomsnittet benyttet i beregningene. Kritisk skjærflate går ikke veldig langt inn på tomta som blir pelet. Etter hvert så vi også at det observerte overtrykket ble drenert ut når man fikk tetteproblemer/lekkasjeproblemer for enkelte peler i byggetrinn 1. Videre hadde vi en poretrykksmåler til observasjon sentralt plassert for kritiske skjærflater i Lade Allé. Det ble ikke registrert poretrykksøkning i denne, men poretrykksfall fra innboringsprosessen i berg.

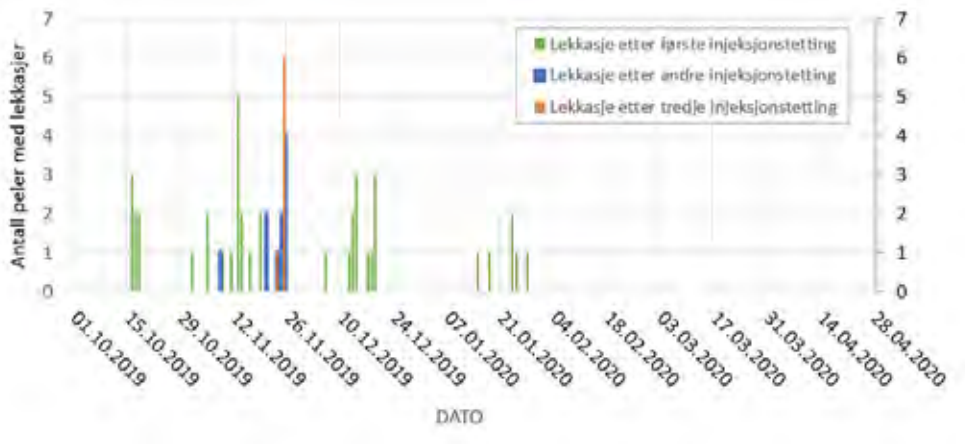


Figur 16: Diagram over registrert poretrykk i piezometre inne på selve utbyggingstomta, nærme prøvepelene.

Mens det oppsatte poreovertrykket i måleren på 10 m dybde blir hengende konstant i ca. en måned, ser vi at poreovertrykket ved i måleren ved berg avtar raskt til nivå også under opprinnelig nivå; se Figur 17. Dette tyder på en generell drenseffekt på tomta ved akkumulert mengde av installerte fôringsrør. Poretrykket ved måleren på 10 m dybde faller også under opprinnelig verdi. Dette fallet er meget markant ca. 1 måned etter oppstart av pelearbeidene, uten at vi direkte har påvist årsaken. Vi antar det har sammenheng med antall utettede lekkasjer i pelene, som i slutten av november var markant ved at flere peler ikke ble tette ved første, andre og tredjegangs injeksjon. Se oversikt i Figur 18. Dette understreker den åpenbare viktigheten av å få tettet pelene raskt ved berg for å unngå utdrenering også oppover i jordprofilet.



Figur 17: Diagram over registrert poreovertrykk i piezometere inne på selve utbyggingstomta. Byggetrinn 1.



Figur 18: Registrerte fôringsrør med lekkasjer gjennom byggetiden for Byggetrinn 1.

Innvirkning på stabilitet / migrering av overtrykk oppsatt ved boring

Poretrykksmålerene M2-PZ-4 og M1-PZ-2 hadde en plassering relevant for skjærflatene i stabilitetsberegningene med tanke på områdestabiliteten nord for tomta, ved Lade Allé. Ingen av disse målerene viste noen påvirkning i forbindelse med poretrykksoppbygging ved boring av pelene, men de hadde begge markant respons i form av poretrykksfall. Se eksempelvis Figur 20 og Figur 23

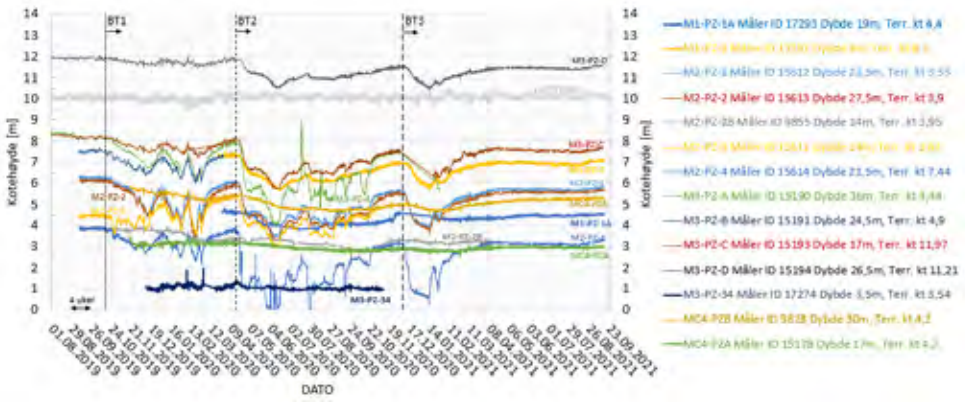
Poretrykksreduksjon av insitu overtrykk, ved installasjon av foringsrør

Generelt ses en klar sammen mellom tiden med installasjon av fôringsrørene til stålkjernepelene Figur 21 og de registrerte poretrykksvariasjonene i Figur 20. De aller fleste målerene er plassert like over berg (ca. 1 m over), og viser derfor relativt umiddelbar respons på utdreneringen som skjer ved berg.

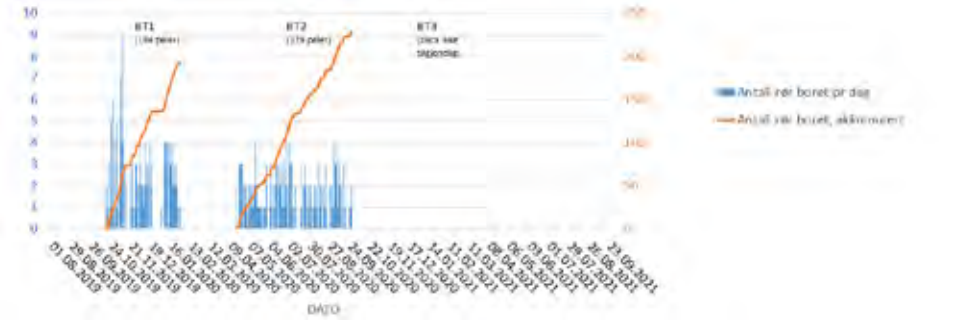
Det er kun 1 poretrykksmåler i umiddelbar nærhet av tomtene som er plassert oppe i jordprofilet, ca. halveis mellom terreng og berg. Dette er måler M2-PZ-2B på nordsiden av Stiklestadveien 1, på dybde 14m. Målingene viser i størrelsesorden 12 kPa midlertidig trykkfall sør det bygger seg oppigjen etter BT2 og stabiliserer seg på ca. 9 kPa lavere enn utgangspunktet.

Vi ser et relativt markant og raskt poretrykksfall i forbindelse med oppstart av pelingen for byggetrinn 2. Dette fallet skjedde mye raskere enn hva vi erfarte fra byggetrinn 1.

Figur 19: Plassering av poretrykksmålere i forbindelse med prosjektering for områdestabilitet Byggetrinn 1-6 og detaljprosjektering Byggetrinn 1-2.



Figur 20: Poretrykksmålinger i utbyggingsområdet, byggetrinnene 1-3.



Figur 21: Sammenstilling antall rør borede fôringsrør byggetrinn 1 og 2

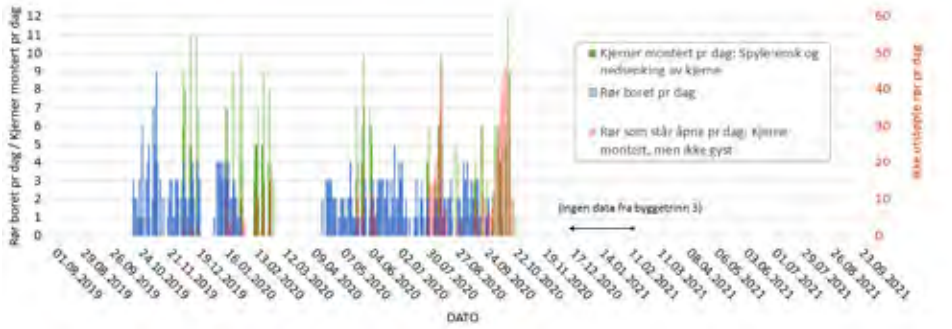
Poretrykksreduksjon av insitu overtrykk, ved installasjon av stålkjerner

Poretrykksfallet ved berg har en klar sammenheng mot pelearbeidene og antall rør som installeres pr dag. På sluttene av byggetrinn 1, fra 29.01.2020 og utover, var det en periode der boring og tetting av fôringsrør var ferdig, men ikke alle stålkjerner var installert i fôringsrørene. I samme tidsrom var det en kortere periode, fra 03.02.2020 til 09.02.2020, der det ikke var noe aktivitet av boring eller stålkjerne-installasjon. Tendensen var da at poretrykket bygget seg opp før det kom nye markante fall i trykket når arbeidene med installasjon av stålkjernene startet opp igjen. Samme tendens kan muligens også ses i diagrammene tidligere i byggetrinnet, og i byggetrinn 2, men er der i beste fall forstyrra eller kamuflert av pågående aktivitet med boring av fôringsrør eller vanninfiltrasjon. Se eget kapittel.

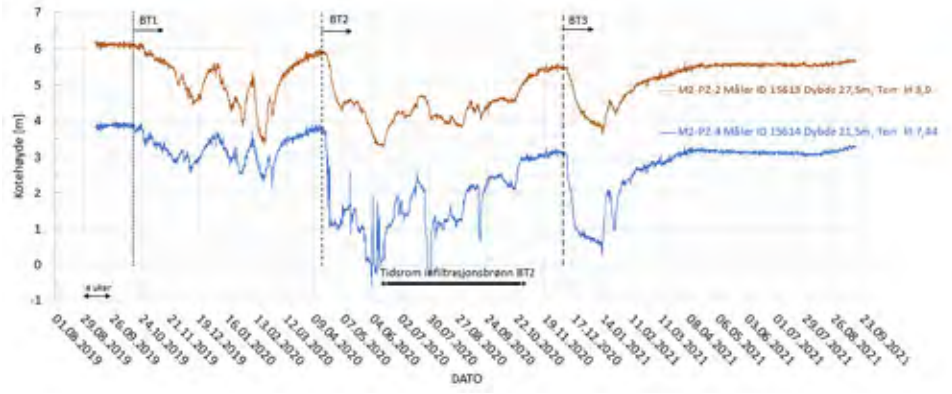
Observasjonen har vært vanskelig å forklare. Det ligger en naturlig bekymring i observasjonen i og med at man gjør alt arbeidet med å tette rundt fôringsrørets fot, dokumenterer dette som tett, og senere likevel får registreringer av poretrykksfall i forbindelse med andre arbeidsoperasjoner.

Vi har pr nå ikke implementert peleinstallasjonsdata fra byggetrinn 3, da dette utført fra annen totalentreprenør og geoteknisk rådgiver. Poretrykksregisteringene viser tilsynelatende en renere og raskere gjennomføring i byggetrinn 3. Peleinstruksen for byggetrinn 1 og 2 la i

utgangspunktet opp til prosedyre med montering av stålkjerne ved fortrengning av omstøpningsmørtel tilført i fôringsrøret. Faktisk utført ble «*tørrmontering*» av pelene og videre gyst inn. Informasjon vi har vedrørende byggetrinn 3 tilsier at samme metode er benyttet der. Uavhengig av overordnet metode for installasjon av stålkjernen må foringsrøret renskes og rengjøres før utstøping. Ved byggetrinn 1 og 2 ble dette utført med vanlig spylerensk med slange i vannfylt rør.



Figur 22: Sammenstilling antall rør borede fôringsrør pr dag, antall spylerensk for stålkjerneinstallasjon og antall ikke utstøpte rør etter montering av «tørrmontering» stålkjerner ved byggetrinn 1 og 2



Figur 23: Poretrykksmålinger ved berg like sør (Ladebekken) og like nord (Lade Allé) for tomta for BT1 og BT2.

Vanninjeksjonsbrønn ved byggetrinn 2

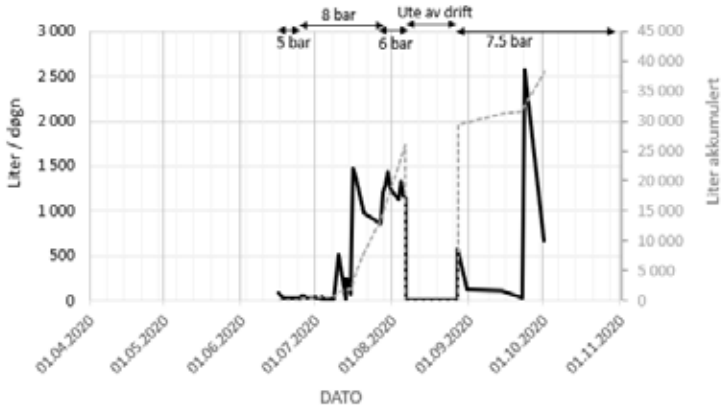
Poretrykksfallet vi fikk ved berg ved oppstart av byggetrinn 2 var særdeles markant i forhold til ved oppstart av byggetrinn 1. I byggetrinn 2 registrerte vi at poretrykket var veldig raskt nede på minimumsverdiene registrert ved forrige byggetrinn. Dette gav en viss bekymring med tanke på forløpet i videre i byggetrinn 2. På bakgrunn av setningsestimater basert på prosentvis poretrykksfall, samt mageføelse, ble det foreslått for entreprenør og byggherre å innføre en vanninfiltrasjonsbrønn like øst for anleggsarbeidene.

Årsaksforholdene til det markante fallet ble forsøkt utredet ved å se på forhold som grunnforhold, avvik fra peleinstruks, lekkasjeobservasjoner i felt og produksjonsrate. Noe ugunstigere forhold i grunnen ved byggetrinn 2, samt registrert enkelte peler med mulig lekkasje langs utside fôringsrør ble løftet frem. Men det er åpenbart at årsaksforholdene, innenfor overordnet påvirkning fra installasjon av peler, er sammensatte. Tendensen til markante fall så vi også ved oppstart etter korte opphold i arbeidene i løpet av byggetrinn 1, eksempelvis etter juleferien.

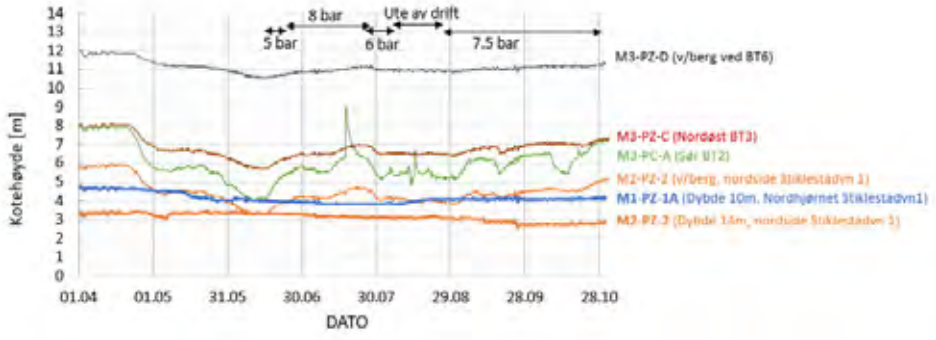
I forbindelse med anbefalingene rundt infiltrasjonsbrønn ble det tilknyttet ytterligere hydrogeologisk kompetanse til prosjektet. Plassering og retning på brønnen ble valgt ut fra tilgjengelig informasjon fra totalsonderinger. Det ble valgt et område der vi fra totalsoneringer allerede hadde god informasjon om berget og permeabelt lag mellom berg og leire. Vi ønsket heller ikke å plassere vanninfiltrasjon opp mot Lade Allé der stabilitet av skråning ovenfor byggetomta eventuelt kunne bli påvirket. Brønnen ble etablert med fôringsrør Ø168,3 mm, boret 1 m ned i godt berg. Fot av fôringsrøret ble så tetteinjisert og vanntapsmålt før det ble boret videre 5 m ned i berg med diameter minimum Ø100 mm.

Figur 24 viser valgt plassering og avmerket sentrale poretrykksmålere for den videre diskusjonen. Figur 25 og Figur 26 viser registreringene i perioden med vanninfiltrasjon i byggetrinn 2.

Figur 24: Plassering av vanninfiltrasjonsbrønn i forhold til poretrykksmålere



Figur 25: Vanninfiltrasjonsmengder



Figur 26: Poretrykksmålinger i området rundt infiltrasjonsbrønn, samt pkt D helt øst i utbyggingsområdet. Målinger i tidsrommet for byggetrinn 2

Infiltrasjonsmengder vises i Figur 25. Data er avlest manuelt hver dag. Initielt ble det ikke registert noe særlig infiltrasjon, noe som førte til at man ble usikre på effekten selv om det etter hvert registrers en effekt på poretrykksmålerene (Figur 26). Det ble besluttet å øke vanntrykket fra 5 bar til 8 bar, og trykket ble også justert videre utover i prosjektet. 8. juli ble også infiltrasjonsbrønnen utvidet ved at de ble boret ytterligere 5 m inn i berget.

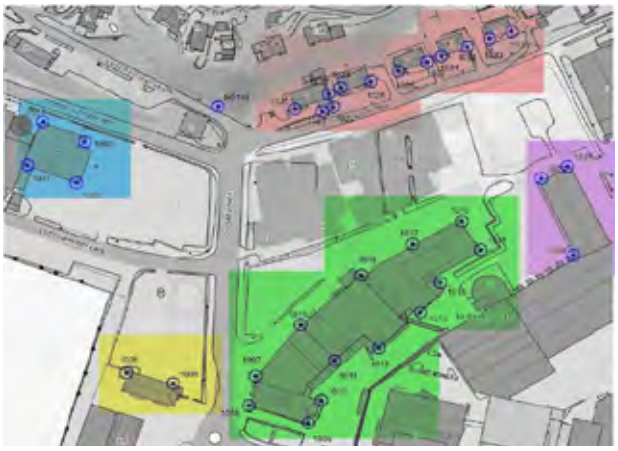
Figur 26 viser en tilsynelatende effekt av vanninfiltrasjonen, både for tidsrom der de ble infiltrert og tidsrom der brønnen var ute av drift. Tendensen kan også ses i den store sammenhengen i Figur 20 og Figur 23.

SETNINGSMÅLINGER I ANLEGGSFASEN

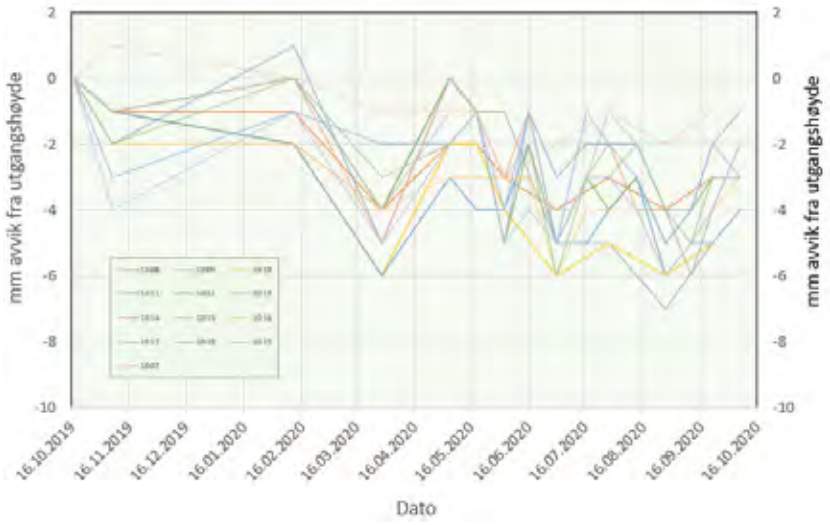
Det har ikke vært lagt opp til noen registrering a terrengsetninger på eller ved tomta. Setningsmålinger er utført på de nærmeste og antatt mest kritiske nabobyggene. De setningsmålinger som er utført har derfor begrenset verdi ved direkte sammenstilling mot de tidligere poretrykksdiagrammene. Vi må anta at det har oppstått registrerbare terrengsetninger i alle fall på tomta.

Figur 27 viser omfanget av setningsbolter som ble installert i forkant av prosjektet. Nidaros Oppmåling AS bistod med setningsmålingene. Innmåling ble utført med ujevne mellomrom etter bestilling fra Multiconsult.

Bygget Stiklestadveien 1, markert med grønt i Figur 27, består av bygningsdeler med 1 – 4 etasjer og kjeller, og er direktefundamentert. Byggene i det rød-markerte området er direktefundamenterte tomannsboliger med to etasjer.



Figur 27: Omfang av setningsbolter installert på grunnmur på nabobygninger



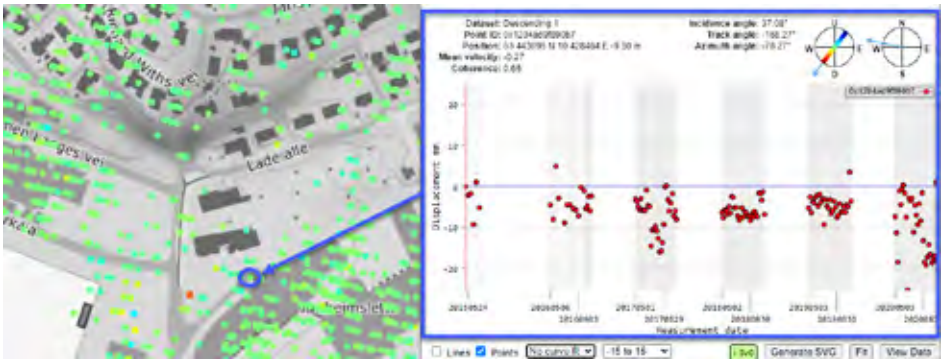
Figur 28: Setningsmålinger Stiklestadveien 1, ifm. byggetrinn 1 og 2.

Det er utført målinger på byggene i området et år fremover i tid fra oppstart av peleinstallasjon fra byggetrinn 1. Dette tilsvarer ca. frem til etter peleinstallasjonen for byggetrinn 2 er fullført. Målingene er altså avsluttet før oppstart av byggetrinn 3, som baserte seg på samme fundamenteringskonsept.

Det mest kritiske bygget, med aktivitet mest sårbar for eventuelle differansesetninger, er Stiklestadveien 1 sør for utbyggingsområdet. Figur 28 viser at det trolig kan antas en svak setningstrend på dette bygget. Fluktuasjonen i målingene bygger ikke opp om nøyaktigheten på målingene, noe som også gjør det vanskelig med tolkninger av noe annet en gjennomsnittlig trend. Det er tilsynelatende flere millimeter variasjon og usikkerhet i målingene fra målerunde til målerunde. Dette er problematisk i et perspektiv der man ønsker kontinuerlig oppfølging.

Målingene gir en trygghet og dokumentasjon for bygningene, noe som er hovedfokus for utbygger og entreprenør. De gjenspeiler derimot ikke reelle terrengsetninger i området.

Til sammenligning mot setningsmålingene er det interessant å se på radarmålinger fra satellitter (radarinterferomertri, InSAR) både før og etter anleggsarbeidene. Se Figur 29 som viser deformasjonsutvikling for et terrengpunkt på et asfaltert område like nord for Stiklestadveien 1.



Figur 29: Data fra INSAR [13]

REFERANSER

[1] «FINN kart». http://kart.finn.no/

[2] «Heimdal Bolig AS». https://prosjekt.hem.no/ovrenyhavna

[3] Norges geologisk undersøkelse (NGU), «Nasjonal løsmassedatabase». http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/

[4] Norges geologisk undersøkelse (NGU), «Nasjonal berggrunnsdatabase». http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/

[5] «Wiki Strinda. Kvikkleireskred i Strinda.» https://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php/Kvikkleireskred_i_Strinda

[6] Multiconsult Norge AS, «Kvikkleiresone 2567: Ladebekken - Kommune: Trondheim», Faktaark kvikkleiresone (Innmeldt forslag 2021).

[7] «Geosafe». http://www.geosafe.no/poretrykksmaaling

[8] F. Aune og I. Grav Østvang, «Poreovertrykk på Øvre Nyhavna - En setnings- og poretrykksanalyse ved installering av stålkjernepeler, sammenligning med kalk-/sementblokk.», Masteroppgave, NTNU, 2020.

[9] Multiconsult Norge AS, «Nyhavna Øvre. Vurderinger vedrørende poretrykk i grunnen», Notat 10206039-RIG-NOT-002, nov. 2018.

[10] Komitéen for Byggegropsveiledningen, *Byggegropsveiledningen 2019*.

[11] Begrens Skade, «Begrens Skade. Begrensning av skader som følge av grunnarbeider. Sluttrapport.», mar. 2016. [Online]. Tilgjengelig på: https://www.ngi.no/Prosjekter/BegrensSkade/#Artikler-og-rapporter

[12] Å. Dyb Hagerup, «PDA-måling for beregning av bæreevne til betongpeler i leire.», Masteroppgave, NTNU, 2017.

[13] «InSAR Norge». https://www.ngu.no/emne/insar-norge

Partnere ved Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 2021

GULL:

ORICA

www.orica.no

SØLV:

AUSTIN POWDER

FOAMROX®

FORCIT EXPLOSIVES

GEONOR

Glasopor

LNS

MASTER® BUILDERS SOLUTIONS

Multiconsult

Norconsult

SANDVIK

SWECO

Arrangører

Norsk forening for fjellsprengningsteknikk

Norsk Bergmekanikkgruppe

Norsk Geoteknisk Forening

ISBN: 978-82-8208-076-7

www.konsis.no