# 2024

## FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Oslo, 21.-22. november

Foto: Marit Lucy Bergsland Hansen

ARRANGØRER:

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

*Arrangører:*
**Norsk forening for fjellsprengningsteknikk og Norsk Bergmekanikkgruppe.**
**Tekna bidrar med påmeldingsservice og teknisk gjennomføring.**

*Redaksjon:*
Tone Nakstad, NFF

**ISBN: 978-82-8208-081-1**

TRYKT I NORGE

**FORORD**

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen arrangert i Oslo 21.-22. november 2024.

Årets arrangement er det 62. 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) og Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG).

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 (NFF)***
***Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)***

**FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN**
Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

**Programkomite:**
*Fredrikke Syversen, VAV Oslo kommune, NFF*
*Heidi Berg, Trimble Solutions, NFF*
*Brede Nermoen, Bane NOR, NFF*
*Vegard Olsen, Forcit, NFF*
*Torgeir Sandøy, Norconsult, NFF*
*Hanne Elisabeth Wiig, Fornebubanen, NBG*
*Håkon Walter Bjørnsrud, Norconsult, NBG*
*Mari Lie Arntsen, NGU, NBG*

# Fjellsprengningskonferansen 2024

## Torsdag 21. November

| | |
|---|---|
| kl. 07:30–08:45 | **Medlemsmøte NFF** |
| | **Møteleder Fredrikke Syversen** |
| kl. 09:00–09:20 | **1. Innledning**<br>Styreledere Amund Bruland/NFF og Hanne Wiig/NBG |
| kl. 09:20–09:40 | **2. Satsinger på samferdsel fremover**<br>Jon-Ivar Nygård, Samferdselsminister |
| kl. 09:40–10:00 | **3. The Impressive Fehmarn Belt between Denmark and Germany**<br>Fabian Lenz, FLC Femern Link Contractors |
| kl. 10:00–10:20 | **4. Fremtidens bruk av undergrunnen**<br>Eivind Grøv, SINTEF Community |
| kl. 10:20–10:40 | **Pause** |
| | **Møteleder Brede Nermoen** |
| kl. 10:40–11:00 | **5. Siste nytt om Oslofjordforbindelsen**<br>Vibeke Malvik, Statens vegvesen |
| kl. 11:00–11:20 | **6. Fellesprosjektet Arna Stanghelle, - mens vi venter på første salve**<br>Katrine S. Erstad & Catrine Hatlenes, SVV/Bane NOR |
| kl. 11:20–11:40 | **7. Dreneringstiltak for det ustabile fjellpartiet Åknes (Stranda kommune)**<br>Pernille Ibsen Lervåg, Norconsult |
| kl. 11:40–12:00 | **8. Historisk kvarter - sprøytebetongens historie**<br>Tom Melbye, Normet |
| kl. 12:00–13:00 | **Lunsj** |
| | **Møteleder Torgeir Sandøy** |
| kl. 13:00–13:20 | **9. Studentintroduksjon og fotokonkurranse** |
| kl. 13:20–13:40 | **10. Geologisk mangfold - i praksis?**<br>Terje Solbakk, NGU |
| kl. 13:40–13:45 | **11. Vi besøker utstillere** |
| kl. 13:45–14:05 | **12. Tunneldriving med krav til utslippsfrie maskiner**<br>Fredrikke Syversen, NVO-VAV Oslo Kommune |
| kl. 14:05–14:35 | **Pause** |
| | **Møteleder Hanne Wiig** |
| kl. 14:35–14:55 | **13. Eksponering for støv ved arbeid under jord med fokus på lange tunneler drevet med TBM.**<br>Torunn Kringlen Ervik, STAMI |
| kl. 14:55–15:15 | **14. Ren skyddsutrustning räddar liv**<br>Andreas Olsson, RESCUE Intellitech |
| kl. 15:15–15:20 | **15. Vi besøker utstillere** |

| | | |
|---|---|---|
| kl. 15:20–15:40 | 16. | **Nye veier til bærekraftig injeksjonsmasse**<br>Helene Strømsvik, SINTEF Community |
| kl. 15:40–16:00 | | **Pause** |
| | | **Møteleder Vegard Olsen** |
| kl. 16:00–16:20 | 17. | **Ny generasjon renseanlegg**<br>Magnus Evang, Veidekke |
| kl. 16:20–16:40 | 18. | **Ny Lufthavn Mo i Rana - Sprengning og masseflytting**<br>Iver Andrè Josten, AF Anlegg |
| kl. 16:40–17:00 | 19. | **Rehabilitering og elektrifisering av jernbanetunneler på Trønder- og Meråkerbanen**<br>Siren Ånestad/Bane NOR & Daniel Günther/AWER |
| kl. 19:45–22:30 | | **Festmiddag** |

# Fredag 22. November

# Parallelle sesjoner

## Sesjon A

| | | |
|---|---|---|
| kl. 07:00–09:00 | | **Løpe og gåtur rundt Slottsparken** |
| | | **Møteleder Heidi Berg** |
| kl. 09:00–09:30 | 20. | **Sersjant i Kompani Lauritzen**<br>Cecilia Frølandshagen |
| kl. 09:30–09:40 | | **Pause med omrigging av salen** |
| | | **Tema: Syredannede bergarter og test av borkaks**<br>Møteleder Hanne Wiig |
| kl. 09:40–10:00 | 21. | **Hva er syredannende bergarter, og hvilken kunnskap har vi om disse i dag?**<br>Espen Torgersen, NGU/NTNU |
| kl. 10:00–10:20 | 22. | **Detektering av syredannende berg med XRF på NVO**<br>Hanna Cecilia Lytomt, NVO-VAV Oslo kommune |
| kl. 10:20–10:40 | 23. | **Verdens første prøvetaker av borekaks**<br>Frida Klæbo Vonstad, The Coring Company |
| kl. 10:40–11:00 | | **Pause** |

## Tema: Bergmekanikk

Møteleder Håkon W. Bjørnsrud

| | |
|---|---|
| kl. 11:00–11:20 | **24. Q-based developments during 50 years**<br>Nick Barton, Nick Barton and Associates |
| kl. 11:20–11:40 | **25. «Prøvetrekking av lissestag før forankring av spunt»**<br>Christopher Sæbø Serck, COWI |
| kl. 11:40–12:00 | **26. Fjellhallene til Boliden i Odda, fra praktisk erfaring til prosjektering**<br>Hui Lu og Bård Steinsland, Multiconsult |
| kl. 12:00–13:00 | **Lunsj** |

## Tema: Bergsikring

Møteleder Brede Nermoen

| | |
|---|---|
| kl. 13:00–13:20 | **27. «Nettarmert sprøytebetong i stedet for sprøytebetongbuer?»**<br>Kim Runar Søgnen Haugsbø, SVV RV555 Sotrasambandet |
| kl. 13:20–13:40 | **28. OPS Hålogalandsvegen - Optimalisering av sprøytebetongvolum under tunneldriving**<br>Johannes Singstad Knutsen, Skanska |
| kl. 13:40–14:00 | **29. Geologi i egen regi – begrensinger og muligheter**<br>Solveig Vassenden, Hæhre |
| kl. 14:00–14:30 | **30. High-efficiency Installation of Pipe Umbrella**<br>Knut Garshol, K. Garshol Rock Engineering |

# Parallelle sesjoner

## Sesjon B

| | |
|---|---|
| kl. 07:00–09:00 | **Løpe og gåtur rundt Slottsparken** |
| | **Møteleder Heidi Berg** |
| kl. 09:00–09:30 | **20. Sersjant i Kompani Lauritzen**<br>Cecilia Frølandshagen |
| kl. 09:30–09:40 | **Pause med omrigging av salen** |

## Tema: Utfordrende geologiske forhold

Møteleder Heidi Berg

| | |
|---|---|
| kl. 09:40–10:00 | **31. Kompleks forinjeksjon og tunneldriving under sensitiv kvikkleiresone på Fornebubanen**<br>Eirik Hannestad, Fornebubanen/Centerpoint AS |
| kl. 10:00–10:20 | **32. 'Fámjinstunnelen: Sikring og utfordringer i vulkanske bergarter på Færøyene'**<br>Vebjørn Røvde, NGI |
| kl. 10:20–10:40 | **33. Tunneldriving med TBM gjennom utfordrende geologiske forhold ved Ekebergforkastningen i Oslo**<br>Ingjerd Helene Mørck, NVO - VAV Oslo kommune |
| kl. 10:40–11:00 | **Pause** |

# Tema: Digitalisering

Møteleder Vegard Olsen

| | |
|---|---|
| kl. 11:00–11:20 | **34. Kan kunstig intelligens ta komplekse beslutninger ved tunneldriving? Eksempler fra D&B og TBM**<br>Tom F. Hansen, NGI |
| kl. 11:20–11:40 | **35. Kan AI effektivisere og øke fremdrift i bergarbeid?**<br>Mathias Jern & Didrik Nordstrøm, Nitro Consult |
| kl. 11:40–12:00 | **36. 3D-skannig for produksjon og dokumentasjon i tunnel og sjakt på Fornebubanen**<br>Christian Aure Aannø, Implenia |
| kl. 12:00–13:00 | **Lunsj** |

# Tema: Ønsket og uønsket vann

Møteleder Torgeir Sandøy

| | |
|---|---|
| kl. 13:00–13:20 | **37. Vurdering av influensområde for grunnvann "Dagens praksis?"**<br>Silje Marie Vasstein, Multiconsult og SVV |
| kl. 13:20–13:40 | **38. Tunneldriving tett på energibrønner - erfaringer fra Ny Vannforsyning Oslo**<br>Martin Austin Stormoen, NVO-VAV Oslo kommune |
| kl. 13:40–14:00 | **39. Vanninntrengning Rogfast**<br>Christian Gangstø, SVV Rogfast |
| kl. 14:00–14:30 | **40. «Hvor lenge er tunnelene tette på Fornebubanen? Oppnådd resultat og levetidsbetraktninger av systematisk forinjeksjon»**<br>Ola Woldmo & Martin H. Haugsand, Oslo kommune Fornebubanen |

**Innledning med utdeling av heder og ære**

Amund Bruland, leder i NFF

Hanne Elisabeth Wiig, leder i NBG

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**Satsinger på samferdsel fremover**

Jon-Ivar Nygård, Samferdselsminister

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

## THE IMPRESSIVE FEHRMARN BELT BETWEEN DENMARK AND GERMANY

Fabian Lenz

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG,

Northern Branch Hamburg, Germany

English version:

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG is part of the FLC Femern Link Contractors consortium. The consortium has been commissioned to construct the world's longest immersed tunnel to date. The 18-kilometre-long Fehmarnbelt Tunnel will be the longest immersed tunnel in the world. It will create a new connection between Germany and Denmark, between Central Europe and Scandinavia. The Fehmarnbelt link will improve mobility for companies, tourists, cross-border commuters and all other travelers on both sides of the Belt significantly. The journey through the tunnel will take ten minutes by car ten minutes by car and seven minutes by train. The fixed link closes a gap in the rail network rail network between Scandinavia and Central Europe. The connection creates more opportunities than today for traveling by train and freight transport by rail. The Fehmarnbelt Tunnel is Denmark's third major crossing project in Denmark. The construction benefits the experience gained from the Great Belt and Öresund. This applies both in terms of technical issues nature and the environment, so that the project is implemented as far as possible in harmony with nature with nature and the environment

The Tunnel will feature two 3-lane highway tubes, two railway tubes and a maintenance tube. Due to the geological conditions, the immersion method was chosen.

The work takes place both on land and at sea. The tunnel elements are produced exclusively on the Danish side in a factory built specifically for the project, which covers around 150 hectares. The factory consists of six production lines, which produce 79 standard elements, each with a length of 217 meters each, as well as 10 shorter special elements with a built-in basement for technical installations. Production will take place around the clock. This makes the factory one of the largest production sites in Denmark.

To produce a segment, reinforcing steel is connected to form a reinforcement cage. The reinforcement cage is then pushed into the formwork. Once the reinforcement cage and the formwork are connected, the concrete can be poured. At the same time, the production of the next reinforcement cage for the next section begins. When the concrete has hardened sufficiently, the formwork is removed, and the finished segment is pushed forward to make room for the next reinforcement cage. This continues until the standard element is in the dry dock in front of the factory.

The lecture introduces the production of concrete elements. This is a sub-aspect of the MEGA project, which is characterized by its great diversity and complexity. The high contractual and technical requirements of the contract have significantly

influenced the entire project planning, particularly the designed service life of 120 years. The production of the 79 standard elements alone comprises a total of around 2.2 million cubic meters of concrete. These 79 elements in turn consist of 9 segments each, which are joined together to form one element. So far, the first six elements have been successfully completed. This corresponds to 8% of the total production of 79 standard elements. A key aim of production is to ensure consistently high concrete quality through maximum continuity in production and curing. In order to minimize external environmental influences such as wind, sun and temperature, a fully automated partial air conditioning system is used in the key production sections. The desired conditions should be close to laboratory conditions, with a target temperature of 20 degrees Celsius and a tolerance of +/- 3 degrees.

Overall, the topic is supplemented by numerous other interesting aspects, but the focus is on meeting the high requirements and optimizing the production process.

# FREMTIDENS BRUK AV UNDERGRUNNEN

## Future use of the underground space

Eivind Grøv, Sjefforsker/professor, SINTEF Community

## SAMMENDRAG

Utnyttelsen av undergrunnen har ennå ikke nådd toppen i mangfold og kompleksitet, men generelt sett har undergrunnen vært attraktiv for utviklere av vei og jernbane, energisektoren og kommunale anlegg. Forståelse av bergmekanikk, ingeniørgeologi og geologi kan brukes til å gi underjordsapplikasjoner et bredere perspektiv enn til nå. Foreliggende artikkel fokuserer på utfordringer fremover; hvor går tunnelindustrien og storsamfunnet med hensyn til å utnytte undergrunnen?

De enkle tunnel- og underjordsprosjektene er gjort, industrien står overfor prosjekter i fremtiden som krever god kunnskap og stor forståelse av egenskapene og kapasitetene som bergmassen innehar. Disse kapasitetene må nyttiggjøres for å løse kravene til fremtidige underjordsapplikasjoner.

Det er mangel på energi over hele verden. Fremtidig energiutbygging må og benytte underjordsanlegg for de fleste typer energityper vi utvikler.

Foreliggende artikkel vil ta utgangspunkt i bruken av fremtidige anvendelser av underjordsanlegg og diskutere visse og et utvalgt antall bruksområder, dette er ikke nødvendigvis begrenset til energiutvikling, men kan også være andre typer bruk som kan vurderes på en eller annen måte som å tenke «ut av boksen». Hovedbudskapet er: I den fremtidige utviklingen av våre samfunn vil bruken av undergrunnen se et mye bredere spekter av anvendelser, og derfor må tunnelindustrien forberede seg på denne utviklingen. Det som allerede er kjent er at; å utnytte undergrunnen gir løsninger som; er trygge mot ekstern belastning og sabotasje, er trygge mot jordskjelv, er trygge mot klimaendringer som flom og ved branner, er trygge mot naturkatastrofer som tsunami. Men disse løsningene kan ha et høyt kostnadsnivå som industrien og storsamfunnet må forholde seg til, og det er en usikkerhet knyttet til offentlig konsensus. I tillegg vil fremtiden kreve enda større oppmerksomhet knyttet til reduserte utslipp og økt fokus på bærekraft.

Foreliggende artikkel består av mine personlige synspunkter etter 5 tiår i tunnelindustrien. Alle synspunkter som presenteres her er basert på denne erfaringsbasen og representerer måten jeg forutser at tunnelindustrien og kompetansen innenfor denne industrien kan bidra til å; nå FNs globale bærekraftsmål, nå den desperate kampen mot global oppvarming og ikke minst redusere konsekvensene på tredjepart som følge av uenigheter som det globale samfunnet står overfor fra tid til annen, i dag konfliktene i Ukraina og på Gaza spesielt. Å gå under jorden gir løsninger for sosial trygghet, urbanisering og utslippsreduksjon og realiserer tilfredsstillelse av mange av FNs bærekraftsmål.

Klimaendringer, fortetting i byer, tap av natur og geopolitisk polarisering, dette vil kreve et bredere utvalg av underjordsapplikasjoner i den fremtidige utviklingen av våre samfunn. Innovativ bærekraftig bruk av undergrunnen vil dra nytte av den fjerde dimensjonen i byplanlegging.

**SUMMARY**

Utilisation of the underground has not reached yet its peak in diversity and complexity, but in general been attractive for developers of road-, railway- and metro projects. Understanding of rock mechanics, engineering geology and geology can be utilised to give underground applications a wider perspective than until now. This paper focuses on challenges ahead; where do the tunnelling industry go with respect to utilising the underground? The easy tunnelling and underground projects are done, the industry faces projects in the future that request high confidence and understanding of the properties and capacities held by the rock mass. These capacities need to be engaged to solve the requirements to future underground applications.

There is a shortage of energy worldwide. Future energy development has to include underground facility to a much larger extent than today.

This paper will touch base on the utilisation of future applications of the underground use and discuss certain and a selected number of utilisations, this may not necessarily be limited to energy development but could also be other kinds of utilisations that can be considered somehow out of the box. The main message is: In the future development of our societies the use of the underground will see a much wider variety of applications, and thus the tunnelling industry must prepare for this development. What is known already is that; utilising the underground provides a solution that; is safe from external load and sabotage, is safe from earthquakes, is safe from climate change impacts like flooding and wood fires, is safe from natural catastrophes like tsunami. But these solutions may come with a high cost ratio which the industry needs to deal with and there is an uncertainty related to public consensus. In addition, the future will request even higher concerns on reduced emissions and increased focus on sustainability.

The paper consists of my personal views after almost 40 years in the tunnelling industry. All views presented herein are based on this experience base and represent the way I foresee that the tunnelling industry and competence within this industry can contribute to reach the UN global sustainability goals, to reach the desperate battle against global warming and not least to reduce the consequences on 3rd parties resulting from dissension that the global community faces from time to time, nowadays the conflict in Ukraine. Going underground provides solutions for social security, urbanisation and emission reduction and realise satisfaction of many UN-sustainability goals.

**INNLEDNING**

Med en stadig voksende befolkning globalt, et økende antall megabyer over hele verden, mangel på naturressurser og en risiko for klimaendringer som den største utfordringen menneskeheten står overfor i dag, er det behov for å revurdere måten våre samfunn er, hvordan de vokser og utvikler seg. En potensiell risikoreduksjonsfaktor ville være forbedret utnyttelse av undergrunnen. Tradisjonelt har våre samfunn vært planlagt i to eller tre dimensjoner. Nå er det behov for å utvikle den 4. dimensjonen, nemlig å gå under grunnen i en mye større grad enn før og samtidig se på nye måter å planlegge på, så vel som nye applikasjoner. Menneskeheten vil trenge underjordsløsninger for å bli mer robuste og mindre sårbare for naturkatastrofer og fiendtlige handlinger. Sist, men ikke minst, vi trenger dette for å kunne møte og motvirke de uunngåelige effektene av klimaendringer, for dette formålet må det utvikles nye løsninger. Tunneler og bergrom vil være en viktig bidragsyter til dette.

Undergrunnen gir en ny dimensjon i byplanleggingen og utgjør et enormt utnyttelsespotensial og mulighetsrom gitt en planlagt og koordinert utbygging. Urbanisering og fortetting legger press på flater i byene og krever effektive

transportsystemer. Undergrunnen gir beskyttelse av kritiske funksjoner. En vertikal by plassert under bakken kan bevare eller gjenvinne grønne områder og parker over bakken og dermed forbedre livskvaliteten i byene. Det gir muligheter for oppvarming og kjøling for å motvirke det økende strømforbruket.

I dette store bildet er det viktig å huske hendelsene som rammet oss alle og forårsaket tragiske ulykker da terrorisme viste et nytt ansikt og de ødeleggende konsekvensene av naturkatastrofer vi så. For bare å nevne to slike hendelser, det ene er selvfølgelig angrepene i USA 11. september 2001 da terrorangrep traff World Trade Center og andre symbolske bygninger, og det andre er jordskjelvet som fant sted i området ved byen Fukushima (11. mars 2011) og medførte alvorlig skade på et atomkraftverk med betydelige konsekvenser for omgivelsene. I tillegg til disse hendelsene finner terrortrusler sted hyppig rundt om i verden, og katastrofale værhendelser forårsaker umålbare skader og store menneskelige lidelser. For tunnelindustrien vil det i fremtiden være viktig at vi også tar vår del av ansvaret for å utvikle den Blå Planeten til en planet som overlever de dødelige angrepene som mennesker er ansvarlige for i dag.

Store bergrom har hatt et bredt spekter av bruk i Norge de siste 50 årene. Det begynte med en etterspørsel som oppsto fra utviklingen av vannkraftordninger. Store bergrom i Norge ble bygget for slike formål, med kunnskap fra gruveindustrien som allerede hadde bygget mange slike for sitt formål. Teknologien utviklet seg og det ble tydelig for sivilforsvaret med kombinerte tilfluktsrom og idrettsanlegg. Det kulminerte med Gjøvik fjellhall, laget for å arrangere ishockeykampene i vinter-OL i Norge i 1994.

Olje- og gassindustrien har lagret hydrokarboner i store bergrom for LPG og råolje. Senere har bruken av store bergrom også blitt materialisert for bruk som lagring av avløpsvann, kloakkrenseanlegg, fryselager, lagring av drikkevann og mye mer. Viktig her har alltid vært forståelsen av in-situ bergspenninger.

Denne kunnskapen var en nødvendighet for vannkraftutbyggingen, uforede trykktunneler nådde et nivå på 1040 meter. Uforede luftputekammer ble bygget med et forhold mellom overdekning/internt vanntrykk i området på 0,5 og med maks. innvendig lufttrykk opp mot 7.8 MPa. Et stort bergrom er typisk > 20 m i bredde og tverrsnitt > 200 m2. En viktig parameter i realiseringen av disse store bergrommene er tilstedeværelsen av tilstrekkelige in-situ bergspenningsforhold for å skape en buevirkning i hengen. Nå står Stad Skipstunnel i startblokka, ca. 1500m2 tverrsnitt er mer en lang kaverne enn en tunnel. Bergforsterkning kan være nødvendig for å oppnå ønsket stabilitet. Bergmassen er ikke et homogent materiale, men dette skal ikke diskvalifisere utnyttelsen av dens selvbærende kapasitet.

Erfaringer fra gruveindustrien viste tallrike tilfeller av bergrom og kaverner med ekstremt stort spenn (60 – 80 meter) og tilsynelatende stabile uten noen bergforsterkning. Forskning viste at en hovedårsak til dette var tilstedeværelse av horisontale spenninger selv på grunt dyp, som ikke kunne utledes fra ren gravitasjon. Dette krevde en forbedret forståelse av in-situ bergspenninger ved fysiske målinger.

Dette er grunnlaget når vi begynner å se på nye anvendelser av undergrunnen.

## FREMTIDIG BRUK AV UNDERGRUNNEN

I dag er konvensjonell bruk av undergrunnen høyt utviklet i de fleste land rundt om i verden. Tunneler for normal drift av en moderne by og samfunn dekker de grunnleggende transportbehovene som vegtunneler, jernbanetunneler og T-banetunneler. Og for disse formålene er teknologien som brukes, velprøvd og ganske konvensjonell. Det krever i de fleste tilfeller ikke annet enn konvensjonelle løsninger.

Bildet som males av kloden vår om bruken fortsetter slik den er i dag, er ganske svart. Tunnelindustrien må i dette bildet se seg selv som en aktør som innehar viktig kompetanse som vil være avgjørende for videre utvikling av planeten Jorden til å bli et sted hvor mennesker og skapningene som tilhører denne planeten kan videreutvikle seg og unngå å bli fullstendig ødelagt eller reversert. Det er mange aspekter som må endres til det bedre, og tunnelindustrien har kompetansen til å være en del av denne nye æraen som vil måtte komme. Vi må imidlertid utnytte vår kompetanse og i større grad finne eller utvikle nye løsninger, nye applikasjoner, nye måter å gå under jorden på. Budskapet er rett og slett å tenke ut av boksen, akseptere økt risiko for å gjøre en forskjell for oss alle.

Tunnelindustrien har kompetanse som kan karakteriseres som en nødvendighet og en verdifull ressurs for å materialisere disse endringene som må komme i fremtiden. I den grad tunnelindustrien kanskje ikke klart har sett sin rolle i disse endringene eller kan ha engasjert seg i for snevre rammer. Det er imidlertid tunnelbransjen som må være klarsynt, handle mye mer fremoverlent og være aktiv for å fremme økt bruk av undergrunnen som tar i bruk nye applikasjoner for å løse disse utfordringene som vi ser rammer oss i den nære framtid.

NFF's visjon har i lang tid allerede vært; "Problemer på overflaten – løsninger i grunnen". Dette blir faktisk et enda sterkere behov i fremtiden basert på de spådde forventningene vi ser for fremtiden.

Bo og leve i undergrunnen, eller bo i en 'Earthscraper'. Det har vært presentert forslag om at skyskrapere skal suppleres med 'Earthscraper'. Med økt bruk av undergrunnen til ulike nye formål vil vi forhåpentligvis sikre en situasjon der planetens overflate er reservert for mennesker og andre levende skapninger. Og at vi er i stand til å tildele eller omfordele relevante servicefasiliteter for menneskene i underjordsløsninger og dermed frigjøre overflaten for oss selv. Dette til tross for at mennesker i tidligere tider begynte å bruke undergrunnen til boligformål som i Petra og Capadocchia. Det var det sikkert gode grunner til å gjøre den gangen da folket i Petra og Capadocchia var pionerene. I dette århundret må vi være pionerer for det motsatte ved å frigjøre overflaten fra hindringer som forstyrrer livskvaliteten for mennesker.

Vi tror, og det er nok generelt enighet om at det å leve under jorden ikke er hovedmålet for bedre utnyttelse av undergrunnen. I fremtiden kan vi imidlertid se en større del av befolkningen jobbe under jorden, helt eller delvis. I den sammenheng ser vi ikke på de som faktisk bygger disse fasilitetene, men de som har sitt faste arbeidssted i ulike fasiliteter under bakken. Selv i dag, i år 2024, går noen mennesker på jobb i et underjordsanlegg konstruert spesielt for dets formål. Dette er kanskje ikke nødvendigvis en ekstraordinær situasjon, i fremtiden vil det være en enda mindre ekstraordinær situasjon å ha en hel arbeidsdag under jorden.

I dag tilbringer både funksjonærer og blåsnipparbeidere deler av eller en hel dag på å jobbe i et underjordsanlegg, denne mengden mennesker vil mest sannsynlig vokse i antall i fremtiden. Så langt har vi erfart at mange land allerede har arkiver, datasentre, luftkontrollsentre, idrettsanlegg, vannrenseanlegg, lagerfasiliteter, kjøpesentre og mange flere funksjoner i underjordsanlegg. I Singapore ble et futuristisk konsept av

Underground Science City lansert for rundt 10 -15 år siden med perspektivet om å etablere et universitetsanlegg under jorden. Fremtidige anlegg som renseanlegg for kloakk vil helt sikkert bli bygget med behov for å ha folk tilstede i anleggene på en hel dag, i normal driftsmodus. I en krise vil enda flere anlegg bemannes med personell som har arbeidsdagen sin under jorden. Det er også en mulighet for at mange fremtidige underjordsanlegg vil være i drift døgnet rundt, men uten at noen levende skapninger arbeider der, og dermed er fjernstyrt. Fra gruveindustrien kan man finne eksempler hvor manuelt drevet utstyr krevde en full arbeidsstyrke tidligere til en fremtid hvor fjernstyrte kjøretøy og maskiner erstatter det manuelle arbeidet i gruvene.

**Singapore – en nasjon som er avhengig av å benytte undergrunnen**

Singapore som mange i vår bransje kjenner godt, er absolutt en av fremste nasjonene og et verdensledende samfunn med hensyn til å utnytte det undergrunnen. Med en ganske stor befolkning som er begrenset innenfor et lite landområde fremstår behovet for å utnytte det undergrunnen som en logisk og åpenbar vei videre. Det er utført flere studier for å undersøke og videreutvikle bruken av undergrunnen der. I likhet med Underground Science City har Underground Rock Caverns-prosjektet, Feasibility Study for Underground Warehousing and Logistics Facility ved Tan-jong Kling og Jurong Hill, og kombinert med en Masterplan for en suksessiv og planlagt bruk av undergrunnen, har Singapore tatt store steg fremover med tanke på å møte fremtidens krav om å frigjøre overflaten for singaporeanerne.

Hva ville vi forvente argumentene var for at nabateserne skulle drive ut kaverner for å bo og skjule seg i i sandsteinen i Petra? En åpenbar grunn vil være at bergmassen er energibevarende. Det er en kjensgjerning at en bergart som har vært utsatt for en kjøle- eller oppvarmingsprosess vil holde seg under disse forholdene i lang tid dersom kilden til oppvarmingen eller avkjølingen er slått av. Bergmassen gir en ganske konstant temperatur og indre klima, og bergmassen er energibevarende. Dette var en viktig ressurs å vurdere for de som ikke kunne noe om varmeovner og kjølere, kavernene og bergrommene gir god og relativt sett stabile temperaturforhold hele året.

En annen viktig årsak sett med dagens ambivalente tider med geopolitisk utrygghet er at et underjordsanlegg i de fleste tilfeller er langt bedre stilt med hensyn til sikkerhet. Et underjordsanlegg som er bygget for formålet vil gi et trygt sted med hensyn til sabotasje, terrorisme og krigshandlinger. Både sivile og militære anlegg kan utformes for å håndtere ytre belastninger som anses som uvennlige og sikre uforstyrrede tjenester under kritiske omstendigheter.

Et tredje viktig aspekt er det faktum at et underjordsanlegg er et trygt sted å være, både for mennesker og kritisk infrastruktur i en situasjon med naturkatastrofer som jordskjelv og tsunami. I lys av økt bevissthet og krav til offentlig beredskap, forsyningssikkerhet og samfunnssikkerhet, tilbyr løsninger i grunnen som viser dens overlegne kapasitet til å håndtere kritiske situasjoner, både menneskeskapte og naturlige.

Med disse dimensjonene i tankene er det viktig å også se på motargumenter ved å gå under jorden. Å gå under bakken er normalt forbundet med en høyere kostnad enn å bygge overflatekonstruksjoner og er trolig knyttet til lengre tidsforløp før tiltaket kan tas i bruk. Noen generelle positive elementer å vurdere utover de som allerede er nevnt:

- Ikke i min bakgård. I et moderne samfunn er det åpenbart mange tjenester og fasiliteter som kanskje ikke samsvarer med den vanlige aksepten av å være i eller i nærheten av boligkvarter for mennesker. Dette løses ved underjordsløsninger.
- Ute av syne – ute av sinn. Det er ganske vanlig at elementer som ikke nødvendigvis blir sett av et større publikum i hverdagen har større grad av aksept enn de som kan

sees eller høres i hverdagen, og underjordløsninger gir derfor muligheter som er akseptable for større offentlighet.
- Overvinne topografiske begrensninger. I mange tilfeller kan topografien være en hindring for å utvikle infrastruktur og andre nødvendige fasiliteter. Å gå under bakken gir i mange tilfeller muligheter som ikke ville vært oppnåelige for løsninger over bakken.
- Tilgjengelighet av areal. Med en kontinuerlig utvikling av overflateareal utvikles knapphet på overflateareal. Ved å involvere en masterplan for utvikling av undergrunnen kan en knapphet på areal snus til tilgjengelighet av areal. Der en overflateutvikling er begrenset til en i utgangspunktet 2-dimensjonal utvikling, kan undergrunnen utvikles i separate og individuelle 3-dimensjonale mulighetsrom.

**Tunneler for transportnivåer der ulike funksjoner kan defineres.**

Uten å ha noen vitenskapelig eller påvist bevis som begrunnelse fremstår det som åpenbart for mange at det ikke er noen fremtid for den blå planeten uten økt utnyttelse av undergrunnen. Økt utnyttelse må her ikke misforstås til å bli flere vei-, jernbane- og T-banetunneler. Økt utnyttelse av undergrunnen må inkludere anlegg som i dag ikke nødvendigvis anses som mulige, det vil si fremtidige «månelandinger» i tunnelbransjen. Etter forfatterens oppfatning skal disse fremtidige løsningene for utnyttelse av undergrunnen blant annet sikre at menneskene og andre skapninger som lever på overflaten skal kunne fortsette å gjøre det og ha en høy livskvalitet. Trafikkork, trafikkerte områder, støy, støv, skitten luft osv. anses ikke som elementer av en høy livskvalitet, snarere tvert imot. Videre anser ikke forfatteren å bo i en jordskraper med kunstig lys som høy livskvalitet heller. Derfor, for å kunne nå disse målene, må en betydelig mengde andre anlegg flyttes under jorden i fremtiden, av den typen som er ødeleggende på overflaten.

Gitt det faktum at reising og sosial omgang vil og skal fortsette også i fremtiden, da dette sannsynligvis er en av de viktigste aspektene ved å være et menneske, og at mobilitet må utvikles, vil fremtidens transportmiddel sannsynligvis endre seg. Noe av dette er muligens sett allerede, førerløse lukkede sløyfer som bærer små enheter som går i bane rundt en i tunnel er en slik løsning som vil vokse i popularitet. Vegas Loop kan betraktes som en slik løsning. Hovedutviklingen vil imidlertid trolig være løsninger som Hyperloop eller lignende der man kan reise over lange avstander med høy hastighet. Disse vil kunne være i tunneler og på pilarer på overflaten. Behovet for høy hastighet vil imidlertid tvinge tunneler til å bli brukt ettersom disse systemene krever stive kurver med stor radius både vertikalt og horisontalt. Tunnel vil bli en nødvendighet.

Gjennom årene har det vært drømmer om å forbinde Europa med Afrika gjennom en undersjøisk tunnel som krysser Gibraltar. Andre har sett på forbindelsen mellom Japan og Korea, videre å forbinde Korea med Kina, og noen vurderinger ble også gjort for en kryssing av Beeringstredet. Noen er bygget som Eurotunnelen og Bosporos, mens Femern-tunnelen er under bygging. Dette er ekstremt lange tunneler, de er tidkrevende å bygge og kostbare å drifte, men hvis de blir realisert, vil de absolutt bli fyrtårn i tunnelindustrien og viktige tverrkulturelle muliggjørere. Nøkkelordene i denne forbindelse relaterer seg til begrep som mobilitet, effektiv infrastruktur og arealplanlegging i 4 dimensjoner. I slike aspekter av arealplanlegging vil fremtiden åpenbart også se en mye større utvikling av hovedplaner for bruk av undergrunnen.

**Tunneler for sikkervannforsyning**

En viktig forsyningssikkerhet er knyttet til det å gi alle rent vann. Dette har vært på agendaen i sivilisasjonen alltid. En av de første tunnelene ble bygget omtrent 500 år før Kristus var en tunnel konstruert med det formål å dele vann kunstig. Gitt det faktum at

det er en ujevn fordeling av vann globalt, er det behov for løsninger for å kunne møte denne situasjonen også i dag. Dette kombinert med tunnelløsninger for å fange opp flomvann, flom langs store elver slik tilfellet er i eksempelvis Bangladesh og India, samt flom av områder som tidligere var store deltaer som i Bangkok, Jakarta for å nevne noen. I mange tilfeller er det behov for å lagre vann midlertidig i slike flomsituasjoner og trolig også gi fordeling av overskuddsvann til områder med tørke. I en kombinasjon, og sannsynligvis i bilateralt samarbeid, kan vann kontrolleres og fordeles på en jevnere måte for å muliggjøre balanse mellom det som ett sted er overskudd til steder vann er en knapphet. Et forslag er å installere en turbin som produsere elektrisk kraft, og som en reversibel pumpe kan den pumpe vannet ved flom nedstrøms, og utnytte selv små høydeforskjeller der vannmengden er stor. Vannkontroll er virkelig en del av samfunns- og forsyningssikkerhet, og behovet for ferskvann er stort for menneskeheten.

I et klima som blir stadig varmere, våtere og mer uforutsigbart selv på steder der store flommer ikke har vært et stort problem tidligere, ser vi at mye overflatevann forårsaker store skader på infrastruktur og bygde strukturer. I Kuala Lumpur bygde de sin Smart-tunnel, som er en kombinasjon av veitunnel og overvannstunnel. Singapore har også vurdert overvannshåndtering ved å bruke undergrunnen og kombinere dette med elektrisk kraftproduksjon. Fortsatt er det flere byer rundt om i verden som trenger tunneler og bergrom for å håndtere flomvann på god måte. Oslo som har en omfattende utbygget undergrunn, led i august 2023 av en stor flom som førte til en ukontrollert utslipp av urenset kloakkvann til Oslofjorden. Å håndtere vann er virkelig en samfunnsutfordring der tunnelindustrien i tusenvis av år har gitt løsningene.

**Bruk av undergrunnen for fremtidig energiutnyttelse**

Bruk av undergrunnen har allerede en lang historie som tilrettelegger for energiutvikling. For tiden er det en global mangel på elektrisk kraft og alternative kilder for å erstatte fossilt brensel etterlyses. Mange ser på ulike muligheter for å utvikle løsningene for fremtidig energiproduksjon. Det kan være vanskelig å forutse hva fremtiden vil bringe, men etter forfatterens mening vil tunneler og bergrom ha en nøkkelrolle i denne utviklingen. For løsningene som kan sees i dag, i hvert fall konturene av disse, vil inkludere tunneler og mulighetsrommet i undergrunnen.

Den mest kontroversielle løsningen for å skape balanse i energimarkedet er selvsagt kjernekraft. Denne muligheten gjenspeiler også konseptet med å bygge slike anlegg under jorden og eksempler på løsninger for implementering av kjernekraftverk i bergrom er blitt presentert. Teknologi og kostnad har vært tidligere show-stoppere for slike prosjekter.

Dagens kjernekraftverk er bygget på overflaten. I løpet av de siste tre tiårene har det blitt utført mulighetsstudier på kjernekraftanlegg i grunnen slik som i Canada, USA, Japan, Sveits og andre steder. De fleste studiene viser positive resultater til fordel for slik plassering. Spesielt fremhevet var aspektene ved sikkerhet og beskyttelse mot ytre påvirkninger og hendelser som jordskjelv, militære aktiviteter og terrorisme og sabotasje. Basert på tidligere erfaring, kan suksess i fremtiden være bundet til for eksempel mindre anlegg av noen kalt Small Modular Reactors (SMRs). Egnede steder på passende dyp som utnytter de naturlige barriereegenskapene som tilbys av berggrunn av god kvalitet, har viktig betydning for å gi passende naturlige forhold for SMR. Slike forhold gir beskyttelse knyttet til fysisk sikkerhet. Lokalisert i undergrunnen kan gi overlegen beskyttelse sammenlignet med en overflatelokalisering i mange kritiske situasjoner og påfølgende ødeleggende konsekvenser for driften av et kjernefysisk anlegg reduseres eller elimineres. Underjordsplassering av et slikt komplekst anlegg som er nødvendig for et kjernekraftverk, trenger spesiell oppmerksomhet som krever dedikerte og omfattende undersøkelser også på spørsmål som jordskjelvfare, selv om sistnevnte synes å være

dokumentert å være fordelaktig allerede.

Når det gjelder CO2 så må CO2'en etter at den er fanget ved utslippskilden transporteres til lagringsstedet. Slik transport vil kreve storskala infrastruktur på grunn av de store volumene som skal håndteres. I dag har eksisterende CO2-transportsystemer grunnleggende plassering i USA, hvor flere millioner tonn CO2 transporteres årlig, over lange avstander på land i høytrykksrørledninger eller med båt. Det betyr at det komplekse transportsystemet bør inkludere passende mellomlagringsanlegg for å håndtere omlasting av CO2 ved midtpunktene eller på sluttpunktet nær havneanleggene. Det er i hovedsak to teknologier for mellomlagring av CO2, enten under bakken i bergrom/saltdomer eller i ståltanker på overflaten, sistnevnte har mange ulemper.

Eksisterende teknologi for bergrom for LPG har lagringskapasitet opp til rundt 500 000 m3, noe som skal tilsvare omtrent 500 000 tonn CO2. Saltkaverner har tilsvarende lagringskapasitet for LPG, men i det foreliggende ser vi bort fra dette alternativet på grunn av usikkerhet med hensyn til effekten CO2 har på oppløsning av saltdomen. Ståltanker har lagringskapasitet opp til 3000 tonn CO2. Bergrom innenfor LPG bygger på to forskjellige prinsipper, enten er produktet trykksatt eller avkjølt. Dersom bergrommene er beregnet for lagring av CO2, må trykk og temperatur kombineres for å skape gunstige forhold for CO2. Byggekostnaden for bergrom avhenger hovedsakelig av bergmassekvaliteten, som er tilgjengelig på den aktuelle lokaliteten. Dårlig bergmassekvalitet øker naturlig nok behovet for bergforsterkning og også berginjeksjon og i verste fall er det behov for betong- og stålforing.

Energilagringssystemer får stadig større betydning med hensyn til deres rolle i å oppnå lastutjevning, spesielt for å møte intermitterende kilder til fornybar energi med kundenes behov, samt for lagring av overflødig kjernekraft eller termisk energi i løpet av en daglig syklus. Lagring av trykkluftenergi (CAES), med sin høye pålitelighet, økonomiske gjennomførbarhet og lave miljøpåvirkning, er en lovende metode for storskala energilagring. Eksisterende CAES-anlegg har noen ulemper som energitap på grunn av spredning av kompresjonsvarme, bruk av fossilt brensel og avhengighet av geologiske formasjoner. I et slikt system fremstår bruk av tunneler, kaverner og sjakter som avgjørende for å kunne etablere kompakte systemer som gir høy effekt med minst mulig innsats. Bruken av CAES vil dra nytte av erfaringer fra et bredt spekter av trykksatte, uforede vannkrafttunneler og luftputekamre som har vært vellykket i drift i flere titalls år. Hvis grunne løsninger skal brukes, vil hovedprinsippet sannsynligvis være å bruke en slags foring. Ikke desto mindre vil det kreves kompetanse på tunneldrift og utforming av store bergrom dersom CAES skal utvikles videre til en løsning med høy teknologisk beredskapsnivå. En generell tilnærming her for tunnelindustrien vil være å holde seg nær energiselskapene som jobber innenfor dette feltet og se åpninger for at tunnelteknologi kan inkluderes.

Hydrogen anses som et viktig tilskudd for å bekjempe klimaendringer. Det gir en unik løsning både som energibærer av overskuddselektrisitet produsert periodisk (av sol, vind, etc.) og som et direkte energidrivstoff for hydrogenbiler, skipsfart, produksjon osv. Ettersom etterspørselen etter hydrogen øker, er passende lagringsløsning og lokaliteter i ulike skalaer nær produksjons- og forbruksmarkedene alle forhold som vil spille en avgjørende rolle for suksessen til en hydrogenøkonomi. Alternativer for underjords-lagring av hydrogen inkluderer saltdomer, akviferer, uttømte hydrokarbonreservoarer og bergrom. Hydrogen har tidligere vært lagret i tre saltdomer ved Teesside i Storbritannia og i to lokaliteter ved den amerikanske gulfkysten i Texas. Det finnes et mangfold av prosjekter rettet mot potensiell lagring av hydrogen i akviferer og utarmede hydrokarbonreservoarer. Bergrom har blitt brukt til lagring av hydrokarbonprodukter i mange tiår for å balansere sesongmessige tilbud og etterspørselssvingninger.

Byggingen av disse i Norge startet i 1965 og så godt som alle har fungert vellykket siden idriftsettelse. Dagens utfordring er å bringe kompetansen og relevant erfaring fra prosjektering, bygging, drift og overvåking av bergrom til hydrogenlagring. Og derfra og videre vil kan hende neste trinn være LNG.

Det diskuteres over hele verden om fremtidens grønne batteri og måter å etablere dette på. Tatt i betraktning de ulike løsningene beskrevet ovenfor sitter tunnelindustrien til en viss grad på nøkkelen til dette. Det kan være CAES, Hydrogen, pumpekraftverk, CO2 og mange flere. Kort fortalt vil det innebære ett eller flere av følgende aspekter som alle er en del av vår kompetanseportefølje; dedikerte store bergrom, trykksatt eller kjølt, uforet etc, dette er teknologi som videreutvikles basert på allerede ervervet kunnskap gjennom gasslagring, luftputekammer, uforete trykktunneler etc. Etter forfatterens mening er dette konsepter som ikke befinner seg langt inn i fremtiden, og det er oppnåelig og gjennomførbart.

**Tunnellier og undergrunnsanlegg for å sikre kritiske forsyningssikkerhet**

På nittitallet hadde jeg gleden av å jobbe i Kingdom of Saudi Arabia på et gigantisk prosjekt som het Saudi Strategic Storage Program (SSSP). SSSP-prosjektet inneholdt I det opprinnelige omfanget underjordslagring for flere forhold, men under mitt opphold der nede var det i prinsippet kun raffinerte hydrokarbon-produkter som var i fokus og lagring av slike. Men, logoen som prosjektet hadde inkluderer flere andre elementer. Kortfattet har logoen følgende symboler; en oljedråpe, en vannflate, et kornaks og ett tannhjul. Vi tolket dette dithen at prosjektet skulle på ett eller annet tidspunkt videreføres for bygge lager for de ovennevnte formålene også, der symbolene representerer drikkevann, matvarer og mekanisk utstyr i tillegg da til oljeprodukter, alt i et strategisk perspektiv. Dette prosjektet startet opp på 80-tallet. Man kan gjerne si at myndighetene i Saudi Arabia var forut for sin tid. Om alt er bygget, se det kjenner jeg ikke til.

Ser man overskriftene i aviser og nyhetsmedier verden over så er det land i konflikt som stjeler overskriftene. Spesielt i dag er det Gaza og Ukraina som er i fokus. Fra Ukraina som på et vis er et matkammer for store deler av Europa, ser man hvordan kornlager ble et mål for russiske bomber. Dette førte raskt til en mangel på korn, høyere priser og aller verst sult i de fattigste landene. Dette får meg til å tro at vår kunnskap knyttet til å bygge tunneler og bergrom kan være med på å sikre at slike nødvendige forsyninger ikke går tapt, men berges til det beste for alle. Og det vil være med på sikre at verden etterlever FN bærekraftsmål knyttet til tilstrekkelig og trygg matforsyning. I en verden som sliter med å produsere nok mat og til en rimelig nok kostnad slik at denne maten er tilgjengelig for alle jordens innbygger, er det katastrofalt å se at matvarelager bombes i brann. Sikkerhet knyttet til matforsyning er en motivasjon for å etablere sikre og trygge lager for matvarer. Bruken av underjordsanlegg gir denne tryggheten, det reduserer også energibehovet for matvarelagring og med det reduseres også kostnader og CO2-utslipp. Slik lagring kan også gis det ønskede lagringsmiljøet som kreves, inne i lukkede bergrom med kontrollerte forhold.

Det finnes erfaring globalt knyttet til lagring av matvarer, ofte er dette riktignok fryselager, og det finnes noen Skandinavia, i USA, Korea og kan hende andre plasser i Europa også. De har fått lite offentlig påtrykk. I tillegg har vi jo verdens frølager på Svalbard.

**Noen ord om jordskjelvsbelastinger og sensitivitet**

Dessverre er det en fatal misforståelse knyttet konsekvensene for stabiliteten og integriteten av underjordsfasiliteter ved jordskjelv. Mens strukturer på jordoverflaten er utsatt for og også følsomme ovenfor jordskjelvaktivitet og belastning, er tunneler og bergrom mindre følsomme for jordskjelv. Det er tidligere dokumentert av flere at

underjordsanlegg er betydelig mindre utsatt for seismisk risiko enn konstruksjoner på overflaten. Resultatene av forskningsarbeider støtter påstanden. Tilgjengelige risikovurderingsmetoder gjør det mulig å analysere risikoen for inngangsparametere for seismiske laster i forskjellige situasjoner. Noen få forfattere som Dowding&Rozen foreslo allerede i 1978 en korrelasjon mellom tunnelskade og det som kalles Peak Ground Acceleration (PGA) beregnet på den frie overflaten rett over tunnelen gjennom en dempningslov. De antyder at "mindre skade" forventes når verdien av PGA varierer mellom 0,19 g og 0,50 g. De tilsvarende tersklene for Peak Partikkelhastighet (PGV) varierer omtrent mellom 20 cm/s og 90 cm/s.

**En grunnleggende utfordring for bransjen er knyttet til utslippsreduksjon – er det en bærekraftig bransje?**

Det er sannsynlig at mange, til og med noen av oss som jobber innenfor industrien, ikke vil vurdere tunnelindustrien som bærekraftig i dagens situasjon. En stor utfordring for tunnelindustrien vil være å følge de nødvendige utslippsreduksjonene som det er høyst nødvendig å oppnå hvis målet til FNs klimapanel skal tas på alvor. Tunnelarbeid, transport på dieselstyrte hjulbundne dumpere og lastebiler genererer store mengder CO2. På samme måte er plasstøpte betongløsninger samt betongelementer kilder til betydelige store mengder CO2-utslipp som må reduseres i fremtiden. Dersom tunnelindustrien skal være en seriøs aktør i den endringen som må komme i nær fremtid, må bransjen justere kursen og gjøre en holdningsendring. Holdningsendringen vil særlig være forbundet med nye metoder, nye løsninger og nye produkter som må utvikles for å redusere de negative sidene ved tunneldrift. På samme måte må holdningen til beslutningstakere, eiere og konsulenter bevege seg i retning av å akseptere en større risiko, spille med mindre marginer på sikkerhetsfaktoren. Ikke mer «belte og bukseseler», men høyt utviklet ingeniørkompetanse for å sikre at en urimelig høy sikkerhetsfaktor brukes, og å kutte bruken av sementbaserte løsninger vil være et nøkkeltema. Alle parter i tunnelindustrien vil måtte justere og modifisere arbeidsprosedyrer, designtilnærminger osv. for å ta hensyn til den alvorlige situasjonen den blå planeten står overfor for øyeblikket. Hvis man ikke aksepterer dette, kan det bli en fremtid med mye mindre tunnelarbeid og mindre anvendelse av undergrunnen enn behovet skulle tilsi, noe som definitivt ikke er de utsiktene industrien ønsker seg ettersom industrien har kompetanse å tilføre for nettopp å nå nullutslippsmålene.

**Prosjektsøknaden 'Research Center for Innovative Sustainable Underground Use (CISU)'**

CISU er en søknad som tidlig høsten 2024 ble sendt som en skisse i prekvalifisering til et Senter for Forskningsdrevet Innovasjon (SFI) i regi av Norges Forskningsråd. SINTEF sammen med Universitetet i Stavanger og NTNU og et titalls partnere sendte inn en prosjektsøknad på ovennevnte. Søknaden ble gitt akronymet CISU og dets primære mål er å styrke en helhetlig og systematisk utnyttelse av byenes bruk av undergrunnen på en planmessig måte for å sikre at infrastrukturen som legges der oppfyller vitale samfunnsfunksjoner. Dette er knyttet til å anvende undergrunnen i sammenhenger der det er behov for å sikre forsyningssikkerhet og samfunnssikkerhet og arbeider for utviklingen av en byoversikt for undergrunnen introduserer rammeverket gitt av CISU. Den nye modellen inneholder verktøy for å styrke tverrfaglig og sektordekkende underjordskompetanse og utvikling av nye sikkerhets- og beredskapsløsninger for bedre samarbeid, kartlegging, bygging, overvåking og drift av kritisk infrastruktur i undergrunnen. De sekundære målene er å skape:

- Et konsept for bærekraftige og grunnleggende hovedplaner for bruk av undergrunnen og konseptualisere slike planer sammen med et knippe norske byer (base case-byene).

- Innovative og kostnadseffektive teknologier og løsninger for bygging, drift og vedlikehold av underjordsanlegg og infrastruktur.
- En samfunnsøkonomisk modell for å visualisere effektene av forbedret utnyttelse av undergrunnen.
- Innovativ evakueringsteknologi for undergrunnen.
- Grønne lunger og redefinering av urbane områder i base case byene som tar undergrunnen i bruk.
- Nye teknologier og systemer for autonom (gods)transport i undergrunnen.
- Løsninger for underjordsinfrastruktur som sikrer inkluderende og bærekraftig industrialisering og et trygt og attraktivt bymiljø.
- Konsepter for ny bruk og utvidet bruk av eksisterende underjords -tunneler og bergrom.
- Konsepter, løsninger samt nye materialer og produkter med målbare effekter i forhold til å motvirke klimaendringer og/eller konsekvenser av klimaendringer.
- Menneskesentrert design av underjordiske rom, med bruk av VR, fotogrammetri og digitale tvillinger.
- Et kart (som bygget) som inneholder viktig informasjon for utviklingen av undergrunnen.

Denne prosjektsøknaden er for tiden inne til vurdering og evaluering hos Norges Forskningsråd og først 3 uker etter at årets Fjellsprengningskonferanse er avsluttet forventes det svar på søknaden og en eventuell godkjenning for å gå videre til neste skritt i prosessen frem til en full søknad om et Senter for Forskningsdrevet Innovasjon

**KONKLUDERENDE KOMMENTARER**

Tunneldrift og gruvedrift har vært en pågående prosess i mer enn 2500 år. Behovet for fremtidig tunneldrift og gruvedrift er betydelig, og mer tunneldrift må komme i fremtiden. Med dette i tankene er det verdt å dvele ved hva som kommer til å skje med alle disse tunnelene og bergrommene i fremtiden. Og så nøye vurdere og planlegge for tiltak som skal iverksettes når alle disse underjordsanleggene har fullført sin funksjon og er tatt ut av drift. Hva skal vi med disse hullene, de vil forbli der for alltid? Sannsynligvis vil de være en kilde til konflikt. I dag sliter mange land med behovet for å definere skjebnen til nedlagte gruver. Det er trolig tusenvis av gruver rundt om i verden som er nedlagt, forlatt og i verste fall utgjør de en stor trussel mot omgivelsene. Men det er tusenvis av kilometer med tunneler også som vil bli tatt ut av drift en gang i fremtiden. Det finnes så vidt forfatteren kjenner til ingen spesifikke forskrifter for avvikling av underjordsanlegg i form av tunneler og bergrom. Det ville være rett å si at ethvert nytt underjordsanlegg obligatorisk bør inkludere en plan for avvikling eller etterfølgende bruk.

For å kunne nå våre mål, vil smart og innovativ planlegging av bruken av undergrunnen kreve: Ny designtenkning for å passe til fremtidige underjordiske applikasjoner og fasiliteter effektivt; Ny utforming av bergrom og tunneler som krever samvirkende fasiliteter ved bruk av nye drivemetoder; Nye fasiliteter som krever passende/kostnadsmessig miljøeffektivitet for underjordsplassering; Underjordsanlegg på flere nivåer med tydelig referanse til eierskap og interessenter.

Fremtiden ligger i den videre utviklingen av å utnytte undergrunnen, men industrien må tilpasse seg til forventet etterlevelse av reduserte utslipp og påfølgende endringer i arbeidsprosedyrer

**Siste nytt om Oslofjordforbindelsen, byggetrinn 2**

**Latest news about Oslofjordforbindelsen, construction stage 2**

Vibeke Malvik, Prosjektleder, Statens vegvesen

**SAMMENDRAG**
Oslofjordforbindelsen byggetrinn 2 er endelig kommet ut i markedet. Kontrakten omfatter nye tunneler, oppgradering av eksisterende tunneler, store kryss, bruer, portaler, VA-anlegg og elektroarbeider. Det har vært en lang planlegging, men nå er vi endelig i gang.

**SUMMARY**
The Oslofjordforbindelsen stage 2,has finaly enteered the marked. The contract includes new tunnels, upgrading of existing tunnels, major intersection, bridges, electrical works and other activities. It has been a long planning prosess, but now we are finally getting started

**Bakgrunn for prosjektet**
Det har vært en lang vei fram fra starten og fram til i dag for Oslofjordforbindelsen byggetrinn 2.
Planleggingen av byggetrinn 2 startet i 2012, endelig stortingsvedtak ble gitt i juni 2024.

Allerede under planlegging av byggetrinn 1 ble det regulert en 4-felts løsning mellom Vassum og Verpen. I Stortingsproposisjon 87fra 1996 står det at Oslofjordtunnelen forutsettes utbygd i takt med trafikkutviklingen og er derfor planlagt med to byggetrinn.

I 2012 ble det besluttet å starte planleggingen av byggetrinn 2. Det var tre faktorer som utløste denne beslutningen:

- Trafikkutviklingen: trafikken i Oslofjordtunnelen hadde nå økt fra 3500 kjøretøy i døgnet til det dobbelte
- Tunnelsikkerhetsforskriften som kom allerede i 2007 satte krav om utbedring av eksisterende tunneler og at dette skulle være gjennomført i løpet av 2019.
- Brannen juni 2011

Planleggingen fra 2012 har hatt en brokete vei fram til i dag. Det har blant annet vært gjort vurderinger på om det tunnelen heller skulle erstattes med bru. Dette har blitt vurdert gjennom en KVU der ulike konsepter ble vurdert. Samferdselsdepartementet besluttet i 2018 at det skulle jobbes videre med konseptet ny tunnel i eksisterende trase.

Organisasjonene Bedre veier var uenige i beslutningen og mente at det ikke var riktig å definere det nye løpet av Oslofjordtunnelen som en utvidelse av dagens tunnel. Den burde defineres som en ny tunnel og dermed ikke tillatt med en stigning på 7 %, noe som jo er forutsetningen for å få til tverrforbindelsene og rømningsveiene.
Klagen ble sendt til ESA for vurdering, men fikk ikke medhold. I juli 2019 kom endelig beskjed om at planleggingen av løp 2 kunne fortsette.

**Prosjektets mål**
Målet med prosjektet er å redusere samfunnets belastning som følge av redusert fremkommelighet på E134 som en følge av hendelser i Oslofjordtunnelen.
Dette vil vi gjøre ved å:

- Bygge et nytt tunnelløp under Oslofjorden, og samtidig rehabilitere den eksisterende tunnelen.
- Bygge to nye to-planskryss, ett på hver side av tunellen.
- Oppgradere strekningen fra Måna til Vassum fra to til firefelts vei
- Vi vil bygge nytt tunnelløp i Frogntunnelen og delvis i Vassumtunnelen
- Og vi vil også rehabilitere de to samme tunnelene.

Og hvordan skal vi vite om disse tiltakene gjør at vi oppnår målet? Etter at vi har klippet snora, skal vi kunne måle at oppetiden er økt fra 90 til 99%. Og vi skal ikke lenger ha noen ulykker med drepte og alvorlig skadde på strekningen.

**Om prosjektet**
Strekningen er totalt på 14 km. 4 km i Asker og 10 km i Frogn.
Prosjektet er en utvidelse av dagens vei fra 2 til 4 felt. Utvidelsen skal skje på sydsiden av dagens vei.
Det er til sammen tre tunneler som skal bygges nye og de eksisterende skal oppgraderes før prosjektet kan ferdigstilles. Det skal også bygges 5 bruer og 2 to-planskiltekryss fordelt på begge sider av fjorden.
Oslofjordtunnelen har mye negativ omtale. Det handler mye om stengninger og sikkerhet. Det viktigste sikkerhetstiltaket er nå å etablere det nye løpet parallelt med eksisterende. Dette vil også være positivt for framkommeligheten.
Det nye løpet i Oslofjordtunnelen vil bli like bratt som eksisterende tunnel med sine 7%. Nytt og eksisterende tunnelløp skal benyttes som rømningsvei for hverandre. Det er derfor viktig at begge løpene har samme stigning slik at de 30 planlagte tverrforbindelsene mellom løpene kan benyttes.

Oslofjordtunnelen hadde også utfordringer under byggetrinn 1 da det ble avdekket en svakhetssone. Denne ble fryst slik at man kunne drive gjennom. Det er gjort mange undersøkelser under planleggingen av byggetrinn 2. Dagens tunnelløp har gitt oss gode muligheter til å verifisere grunnforholdene rundt denne svakhetssona. Nytt tunnelløp er plassert 100 meter fra dagens løp over lengde på ca. 2000m for å sikre oss at det ikke skal bli problemer denne gangen også.

**Hva nå**
Vi har valgt å kunngjøre en totalentreprise med forhandlinger. Kontrakten ble kunngjort i markedet 20.august 2024 med frist for å melde seg på konkurransen 24.september. 6entreprenører har meldt seg på i konkurransen. Meddelelse om prekvalifisering og invitasjon til deltagelse i konkurransen gjøres i løpet av uke 45. Vi har satt av tid til å kunne ha dialog med entreprenørene i forhandlingsperioden da det er mye materiale å sette seg inn i, også med tanke på at oppgradering av eksisterende tunneler er inkludert i kontrakten Vi mener dette vil kunne senke risikoen i prosjektet for alle parter Vi planlegger for å inngå kontrakt med entreprenør på slutten av 2025. Målet er å invitere til åpningsfest 8. mars 2033
Dersom du vil vite mere om prosjektet kan du gå inn på vegvesen.no, klikke på vegprosjekter og søke på E134 Oslofjordforbindelsen. Der vil du finne mye god informasjon. Der har vi også liggende en film som viser omfanget av prosjektet.

Informasjonsside: E134 Oslofjordforbindelsen - byggetrinn 2 | Statens vegvesen
Film: Statens vegvesen - E134 Oslofjordforbindelsen

# FELLESPROSJEKTET ARNA-STANGHELLE

## Mens vi venter på første salve …

## The joint project Arna-Stanghelle – Waiting on the first blast …

Katrine Sælensminde Erstad, Prosjektsjef Fellesprosjektet Arna-Stanghelle
Catrine Hatlenes, Prosjektleder Prosjektering Fellesprosjektet Arna-Stanghelle

**SAMMENDRAG**
Fellesprosjektet Arna-Stanghelle (FAS) er et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen (Svv) og Bane NOR (BN) om utbygging av ny Europavei 16 og dobbeltsporet jernbane mellom Arna i Bergen kommune og Stanghelle i Vaksdal kommune. Strekningen Arna-Stanghelle er svært rasutsatt. E16 er sterkt ulykkesbelastet og jernbanen har store kapasitetsutfordringer. FAS er Norges største tunnelprosjekt og skal etablere et tunnelsystem for vei og bane med felles rømningskonsept og felles tekniske løsninger. Det er enorme synergier i de felles løsningene og i samarbeidet mellom Svv og BN. Sammen planlegges det for effektiv anleggsgjennomføring, innovative løsninger og et høyt fokus på mest mulig bærekraftig prosjektgjennomføring.

**SUMMARY**
The joint project Arna-Stanghelle is a collaborative project between the Norwegian Public Road Administration and Bane NOR on the development of the new E16 and double-track railway between Arna in Bergen municipality and Stanghelle in Vaksdal municipality. The existing road and railway between Arna and Stanghelle are very prone to landslides. E16 is heavily affected by car accidents and the railway has major capacity challenges. The joint project is Norway`s largest tunnel project and will establish an integrated tunnel system with shared evacuation system and shared technical solutions. There are enormous synergies in the joint solutions and in the collaboration between the Norwegian Public Roads Administration and Bane NOR. Together, they are planning for efficient construction implementation, innovative solutions and a strong focus on the most sustainable project implementation possible.

## INNLEDNING

FAS omfatter bygging av ny vei og bane mellom Arna og Stanghelle/Helle. Strekningen er en del av hovedkorridoren for transport mellom Oslo og Bergen og har høy trafikk, samtidig som den er svært utsatt for ras. Veien er ulykkesbelastet, og jernbanen har store kapasitetsutfordringer. FAS er første del i en langsiktig utvikling av infrastrukturen mellom Arna og Voss. Både Svv og BN forvalter i dag transportårer med stort behov for økt standard, sikkerhet og kapasitet. Felles transportkorridor og delvis sammenfallende utfordringer gir grunnlag for samarbeid om nye løsninger.

Med grunnlag i vedtatt reguleringsplan skal FAS etablere ny vei- og banestrekning mellom Arna og Stanghelle/Helle. Ny vei og bane skal være trygg og driftssikker, redusere reisetiden og gi økt kapasitet. Ny løsning vil gi grunnlag for regional utvikling og utvidet arbeidsmarked mellom Bergen og Voss.

**Bakgrunn og mål**
Det er et stort behov for å sikre E16 og jernbanen mot ras. Dagens vei og bane går mellom høye fjell og en dyp fjord. Det sidebratte terrenget med stedvis høye skjæringer gir stor fare for ras og steinsprang. Endring i nedbørsmengder og -intensitet gjør at disse problemene vil øke fremover. Siden 2000 er det registrert rundt 170 større og mindre skred på vei og bane mellom Arna og Stanghelle. Dette gjelder både tryggheten for brukerne og at omfattende stengning av dagens vei og bane gir store samfunnskostnader når person- og godstrafikken ikke kommer frem.

Bedre trafikksikkerhet er et avgjørende behov for E16. Alvorlige møteulykker har lenge vært et problem, selv om ulykkessituasjonen de senere årene er noe bedret etter at større deler av strekningen har fått redusert fartsgrense. Trafikkbildet på E16 er preget av store variasjoner, der helgeutfart til og fra Bergen tidvis gir store kapasitetsutfordringer. Gjennomsnittstrafikken per døgn (ÅDT) er høyest mellom Arna og Trengereid med en ÅDT på 13.800. På Trengereid tar Fv.49 av mot Hardanger og ÅDT videre på E16 mot Stanghelle reduseres til rundt 5.500 kjøretøy. Siden veien åpnet i 1991 er det over 50 drepte og over 100 hardt skadde i trafikkulykker mellom Arna og Voss. E16 var stengt til sammen ca. 1000 timer (tilsvarer 42 døgn) i perioden 2014-2018, fordelt på ca. 200 hendelser. Veistengning knyttet til vedlikehold, ulykker og ras medfører lange omkjøringsruter og tidstap for næringsliv og brukere.

Jernbanen er sjeldent rammet av ulykker som påkjørsler, da togene er signalregulert og trafikkstyrt. Men dette er en gammel jernbanestrekning fra 1883 med hele 22 planoverganger, som utgjør en sikkerhetsrisiko både for togtransporten og trafikanter som benytter planovergangene. I 1909 ble strekningen oppgradert fra smalspor til normalspor i forbindelse med sammenkobling til Bergensbanen, men store deler av jernbanen følger i dag samme trasé med en kurvatur tilpasset en smalsporet jernbane. Det er også få og korte kryssningspor på strekningen. Fartsnivået er derfor så lavt som 40 km/t i snitt for regiontog (Bergen-Voss-Myrdal), og 70 km/t i snitt for fjerntogene (Bergen-Oslo). Det er på tross av lav fart likevel registrert mer enn 100 uønskede hendelser de siste 10 årene i forbindelse med ferdsel i spor knyttet til planoverganger på strekningen. Den enkeltsporede strekningen er i dag 100% kapasitetsutnyttet og det er særlig til hinder for ønsket vekst i godstransporten på Bergensbanen.

**Planlagt ny vei og bane**
FAS er Norges største tunnelprosjekt. Rasfare og krevende topografi gjør at ny løsning i hovedsak består av lange tunnelstrekninger. Mellom disse er det korte dagsoner på Trengereid (bare vei) og på Vaksdal. Vei og bane optimaliseres og bygges ut som ett samlet tunnelsystem, noe som er svært kostnadseffektivt. Sentralt i et felleskonsept er felles rømningssystem mellom vei og bane, felles tekniske løsninger, felles byggherreorganisasjon, felles massehåndtering og felles entrepriser og prosjektering. Ny jernbane bygges som dobbeltspor i én tunneltube. Dimensjonerende hastighet er 200 km/t, og reisetid med tog mellom Arna og

Stanghelle halveres fra et gjennomsnitt på 28 minutter til 14 minutter. Det blir nye stasjoner på Vaksdal og på Stanghelle, mens dagen stasjon på Trengereid blir nedlagt. I Arna er løsningen tilpasset eksisterende stasjon. Ny jernbane består av to tunneler på 18,7 km og 7,8 km, men regnes teknisk som én sammenhengende jernbanetunnel. Nord for Stanghelle stasjon kobles jernbanen til eksisterende enkeltsporsbane videre mot Dale og Voss. Det tilrettelegges her med tunnelpåhugg for senere byggetrinn mot Voss.

For ny E16 mellom Arna og Trengereid planlegges det ut fra trafikkmengder å bygge to tunneltuber med 4-felts vei. Videre mot Helle bygges en tunneltube med 2-felts vei. I Arna etableres nytt hovedveikryss i Arnadalen. Krysset kobles til dagens Fv.587 og er tilpasset en fremtidig gjennomgående firefelts Ringvei Øst. På Trengereid og på Vaksdal er det godkjent fravik for tunnelrampekryss i begge retninger. Nord og sør for Vaksdal knyttes disse til eksisterende tunneler med rundkjøringer i fjell. Ny E16 kobler seg til dagens vei ved Helle der det etableres et nytt T-kryss. Fartsgrensen på ny vei bli 90 km/t mellom Arna og Trengereid, og 80 km/t videre til Helle. Reisetid med bil reduseres fra ca. 30 minutter til ca. 20 minutter.

Dagens vei opprettholdes. Mellom Arna og Trengereid vil den fortsatt ha en regional betydning som hovedtilkomstvei til Osterøy. Videre mellom Trengereid og Stanghelle/Helle vil dagens vei i normalsituasjon være for lokaltrafikk, men vil samtidig ha funksjon som omkjøringsvei når nye tunneler må stenges.

*Figur 1: Oversiktskart over Fellesprosjektet Arna – Stanghelle.*

**Omfang og standard**
Prosjektet er Norges største tunnelprosjekt og det skal bygges nesten 80 km med tunnel.

Nye tunneler for E16 er planlagt etter veiklasse H5 i Håndbok N100, men det er etter fraviksprosess med Vegdirektoratet gjort noen tilpasninger på grunn av spesielle forhold i dette prosjektet. Dimensjonerende trafikkmengde for strekningen Trengereid til Arnadalen gjør at det er planlagt totalt 17,6 km to-løps tunneler med profil T9,5 i tunnelklasse E. Dimensjonerende trafikkmengde for Trengereid til Helle gjør at det er planlagt 19 km ett-løps tunneler med profil T10,5 i tunnelklasse D.

Normalprofilene for jernbanen er utformet med utgangspunkt i Teknisk Designbasis (ICP-00-A-00030 rev 05A) og tilpasset prosjektet. Profilene er utformet med normalprofilareal 93 m2 for dobbeltspor og 55 m2 for enkeltspor. Det blir 25,4 km jernbanetunneler, T14, fordelt på strekningene mellom Arna og Vaksdal (18,7 km), og mellom Vaksdal og Stanghelle (7,8 km).

I tillegg kommer 16 km til med tunnel fordelt på 6 km rampetunneler (T7,5), 7 km rømningstverrslag (T4/T5,5) og 3 km anleggstverrslag (T10).

**Samarbeidet mellom Statens vegvesen og Bane NOR**
Samarbeidet mellom Svv og BN har på dette prosjektet vært tett siden oppstart av arbeidet med konseptvalgutredningen. Gjennom samarbeidet har man stadig gjort tilpasninger og sammen optimalisert prosjektet for å kutte kostnader. Det tette samarbeidet har gjort at man nå kan vise til en ren besparelse på nesten 5 milliarder NOK (2024-kr) ved å planlegge og bygge dette prosjektet sammen, sammenlignet med utbygging av vei og bane hver for seg.

FAS er organisert som en felles byggherre. Det er arbeidet mye med organisasjonsstrategi og kulturbygging for å få byggherreorganisasjonen enhetlig, effektiv og handlekraftig
Prosjektet vil bli organisert med en bemanning på rundt 50% fra hver organisasjon, og det er ingen dublerende roller i organisasjonen. Det betyr at ansatte fra Svv har ansvar og myndighet for banedeler av prosjektet og motsatt. Dette tydeliggjør ansvar og myndighet og vil forenkle leverandørens forhold til byggherreorganisasjonen.

*Figur 2: Prosjektillustrasjon*

**SPESIELLE LØSNINGER**
FAS har mange spesielle løsninger, der flere er knyttet til at det er et felles tunnelsystem for vei og bane som skal bygges. Systemet gjør at vei og bane ikke bare har synergier i kostnads- og mengdereduserende løsninger for tunnel, men prosjektet har også fult ut utnyttet samarbeidspotensialet mellom vei- og banetunnelene. I det videre er det særlig rømningskonseptet og massehåndteringsstrategien som utdypes av spesielle løsninger, da disse også har gitt størst kostnadsreduksjon ved etableringen av ny vei og bane på strekningen.

**Rømningskonseptet**
FAS er planlagt med et felles rømningskonsept. Rømningskonseptet er enkelt ved at man kan rømme fra banetuben til veituben via tverrpassasjene. Veitunnelen defineres da som sikkert område. Ved en hendelse i veituben rømmer man til et sikkert område i tverrpassasjen. Dersom hendelsen er alvorlig vil man rømme videre inn i banetunnelen når togtrafikken er stanset.

Mellom Arna og Trengereid er rømningskravet for vei løst med to tunneltuber med tverrpassasjer hver 250 meter. For banetunnelen er det planlagt med rømningstunneler hver 1000 meter på denne strekningen til både eksisterende tunneler og ut i dagen.

Mellom Trengereid og Stanghelle er det planlagt med felles rømningssystem mellom vegtunnelene og banetunnelene med tverrpassasjer hver 500 meter.

Det felles rømningskonseptet har inspirert til ytterligere utnyttelse av fellesskapet mellom veg og bane i tunnelsystemet. Dette har gitt rom for optimalisering av blant annet løsning for høyspentforsyning, tekniske rom og brannsikring. Hovedforsyningen til høyspent og brannvann skal kun ligge i vegtunnel med forsyning til banetunnel gjennom tverrpassasjene. Det blir felles tekniske rom knyttet til tverrpassasjene, med tilkomst fra vegtunnelene. Dette sparer både byggekostnader og vedlikeholdskostnader, samt at det gir bedre oppetid på bane da man slipper å stenge togtrafikken for å ha tilgang til teknisk vedlikehold.

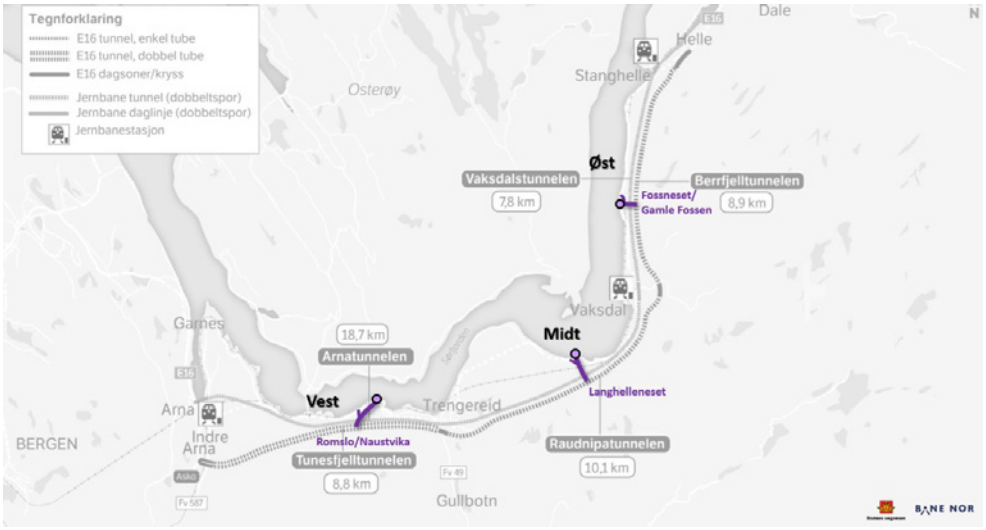
**Massehåndteringsstrategi**
Tunneldrivingen fører til et enormt masseoverskudd, og effektiv massehåndtering er en kritisk suksessfaktor for prosjektet. Tunneldrivingen genererer omtrent 7,3 mill. faste kubikk, eller om lag 11,5 mill. anbrakte kubikkmeter sprengstein. Det har vært viktig for FAS å tilrettelegge for effektiv og forsvarlig uttransport av massene og prosjektet er derfor planlagt med tre anleggstverrslag, eller adkomst- og transporttunneler. Disse plasseres midt på hver av tunnelstrekningene og det er gjennom disse det meste av massene skal ut. Anleggstverrslagene vil få tilkomst til eksisterende E16, men å frakte denne mengden stein på offentlig veinett har vært uaktuelt. Ved maksimum døgndrift kan det produseres så mye som 8000 – 9000 tonn masser, totalt 25 000 tonn. Dette ville utgjort 600-700 lastebillass (semi) per døgn og medført en kolonne av tungtransport. Hovedløsningen til prosjektet har derfor vært å la anleggstverrslagene ende i permanente sjødeponi.

Strategien for massehåndteringen i FAS er basert på; gjenbruk i prosjektet, samfunnsnyttig bruk, deponering på land og eventuelt i sjø innenfor planområdet, eller transport ut av anlegget til eksterne mottakere. Prosjektet har også knyttet vilkår til massehåndteringen; akseptable prosjektkostnader, akseptable klimagassutslipp, samt akseptable konsekvensene for miljøet.

Gjennom strategiarbeidet er det identifisert et potensial for gjenbruk i prosjektet på rundt 1 millioner am3. Prosjektet har gått bredt ut for å finne mottakere av overskuddsmassene, og har lyst ut både nasjonalt og internasjonalt. Generelt har det vært liten etterspørsel, og der det var interesse ville transportkostnadene blitt store og ville medført en krevende logistikk for prosjektet. Klimagassutslippet ved

massetransport er også større jo lengre bort steinen må fraktes. Særlig når transportmiddelet er lastebåt eller lektertransport på sjøveien. Transportavstander har, sammen med topografiens utfordringer, også gitt utfordringer når man har vurdert både mulige lagrings- og/eller sorteringsarealer og deponering på land. Det er gjennom reguleringsplanen etablert et potensiale for deponering på land på rundt 1 millioner am3 stein. Det betyr at rundt 9,5 millioner am3 masser må håndteres på en annen måte.

FAS har jobbet svært mye med å vurdere en løsning for deponering i sjø. Sørfjorden har i flere år vært gjenstand for mange ulike undersøkelser fra prosjektet, blant annet strømmålinger, oksygenmålinger, fauna på bunnen, biologisk mangfold, forurensning og sedimentering, samt gjennomgått tidligere miljøforhold i fjorden. Deponering i sjø er konsekvensutredet. Resultatene har vist at deponering i sjø ikke gir langsiktige miljøutfordringer og det løser utfordringene prosjektet har med transportkostnader, gjennomføringslogistikk og klimagassutslipp ved massetransport. Dermed endte sjødeponi etter hvert opp som det eneste realistiske alternativet for håndtering av masseoverskuddet. Deponering i sjø har klart lavest kostnader og prosjektrisiko, laveste klimagassutslipp og ingen langsiktige miljøkonsekvenser. Det kom innenfor det som ble vurdert som akseptable miljøkonsekvenser i anleggsgjennomføringen, men prosjektet ønsket å jobbe videre med å minimere disse konsekvensene.



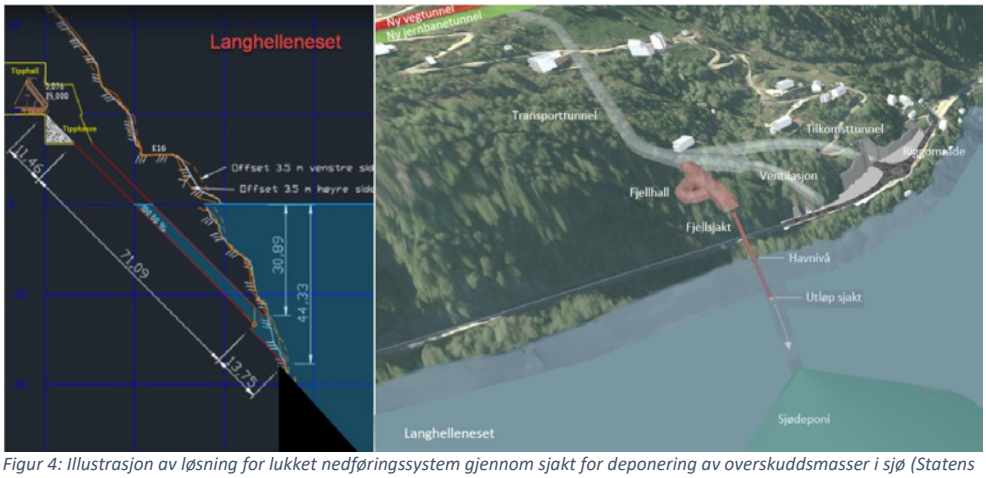

*Figur 3: Ett anleggstverrslag per tunnelstrekning - Øst, Midt og Vest (Statens Vegvesen/Bane NOR).*

Løsning for sjødeponering har gjennomgått omfattende prosjektering og vurderinger. Valgte løsning innebærer å deponere massene direkte i sjø via skråstilte sjakter for hvert av de tre tunnelstrekningene: 1) Øst: Arna - Trengereid, 2) Midt: Trengereid - Vaksdal og 3) Vest: Vaksdal - Stanghelle/Helle. Sjaktene er sirkulær med en diameter på 3,5m, og skråstilt med min 45 graders helning fra fjellhall til minus kote 25. Regulerte sjødeponi er tilstrekkelig til å sikre deponering av prosjektets samlede masseoverskudd.

***Løsning for sjødeponi: Lukket nedføringssystem***
Miljøutfordringene i anleggsfasen er hovedsakelig knyttet til spredning av finstoff, spredning av plastrester, samt ammonium nitrat rester fra sprengningsarbeidene. For å minimere disse konsekvensene i anleggsfasen har prosjektet utviklet en løsning med lukket nedføringssystem.

Fotisk sone i fjorden, der det er nok lys for algenes fotosyntese, og det fisken vandrer, er identifisert som de øverste 15 meterne av fjorden. Her vil spredning av finstoff og nitrogen kunne påvirke miljøet i fjorden. Ved å deponere massene i et lukket system til under fotisk sone, vil spredning av finstoff i fjorden være minimalt. Ved utslippspunkt vil det da være få vertikale strømninger som bidrar til å spre finstoff og nitrogen opp i fotisk sone.

Løsningen med lukket nedføringssystem gjennomgår omfattende testing med CFD (Computational Fluid Dynamics) modellering på University of Dundee og i Florida, samt laboratorieforsøk i modelltank på University of Dundee for å finne beste design for løsningen. Løsningen skal også fullskalatestes før endelig iverksettelse. Søknad for deponering av sprengsteinsmasser i sjø er godkjent hos Statsforvalteren



*Figur 4: Illustrasjon av løsning for lukket nedføringssystem gjennom sjakt for deponering av overskuddsmasser i sjø (Statens vegvesen/Bane NOR).*

**Forberedende arbeider**
FAS har siden reguleringsplanen ble vedtatt i april 2022 vært gjennom ekstern kvalitetssikring (KS2) og mottatt årlige bevilgninger over statsbudsjettet til forberedende arbeider. FAS har benyttet årlige bevilgninger til grunnerverv, fremleggelse av anleggsstrøm (høyspent) til anleggsområdene, arkeologiske utgravinger, prosjektering av forberedende entrepriser og utarbeidelse av konkurransegrunnlag.

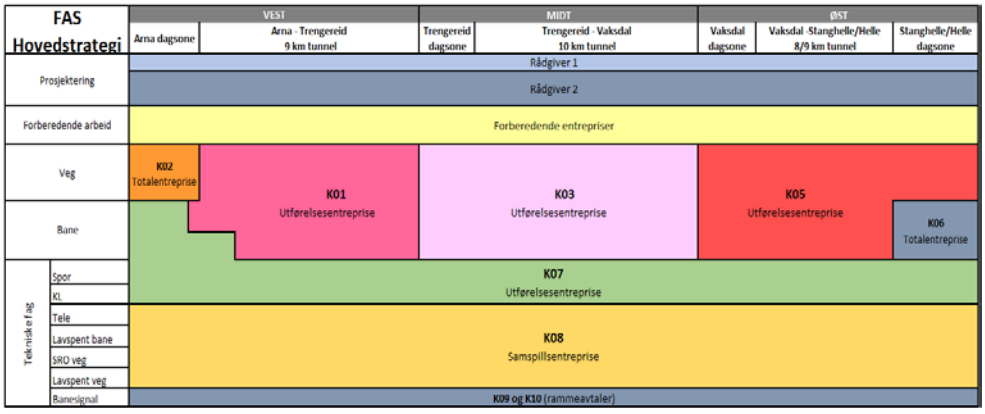
## HVA SKJER I 2025?

For å sikre en raskest mulig fremdrift for prosjektet, angir forslag til statsbudsjett for 2025 utlysning av første forberedende entreprise i starten av 2025, samt utlysning av rådgivingskontrakten for hovedentreprisene. Før prosjektet kan starte for fullt må imidlertid Stortinget gjøre vedtak om kostnadsramme og bompengeopplegg. Saken legges etter planen frem for Stortinget til våren.

Den første forberedende entreprisen omfatter berg- og skredsikring av anleggsområdene på Helle, Stanghelle og Vaksdal og skal etter planen lyses ut i januar 2025.

Etter investeringsbeslutning vil de resterende forberedende entreprisene lyses ut suksessivt. Disse omfatter mindre forberedende entrepriser for blant annet klargjøring av riggområdene til prosjektet, samt en stor utførelsesentreprise for alle de tre anleggstunnelene fra Sørfjorden til hovedtunnelene. Denne entreprisen vil markere første salve i Fellesprosjektet Arna – Stanghelle og vil være den første av de rundt 80 km med tunnel som skal drives i Norges største tunnelprosjekt.

Som det kommer frem i Figur 5 har FAS en kontraktstrategi som inneholder både totalentrepriser, utførelsesentrepriser og samspillsentrepriser innen flere fagområder. Kontraktstrategien innehar en stor fleksibilitet både med hensyn til kontraktstørrelse og entrepriseform. Denne fleksibiliteten innebærer at prosjektet kan tilpasse kontraktene til den enhver tid gjeldende markedssituasjonen. FAS vil beholde muligheten til å slå sammen eller dele opp angitte entrepriser og dermed redusere eller øke det totale antallet entrepriser, samt endre entrepriseform.




*Figur 5: Kontraktsflagg med planlagt inndeling av entrepriser.*

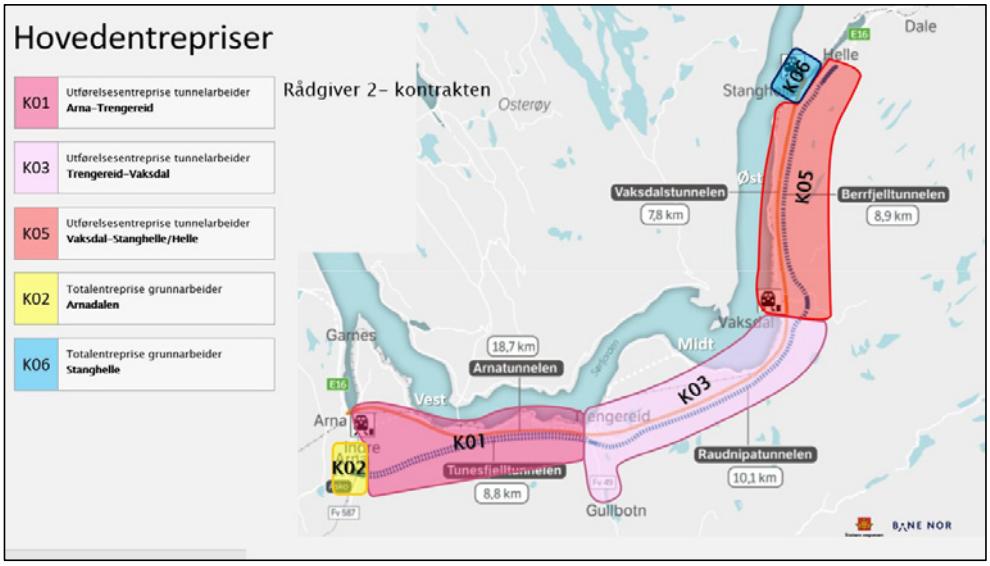
### Rådgiver-kontrakten (Rådgiver 2)

Prosjekteringen for FAS er delt inn i 2 hoveddeler. Rådgiver 1 prosjekterer alle de forberedende entreprisene (lysegult felt i Figur 5), herunder den omtalt berg- og skredsikringsentreprisen. Denne kontrakten ble inngått med COWI i 2022 og er pågående.

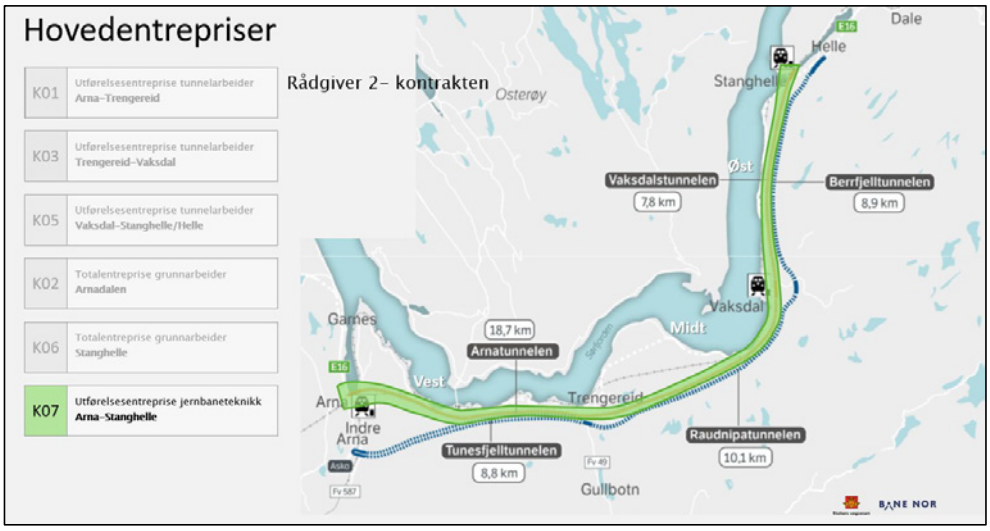
Rådgiver 2 omfatter rådgivnings- og prosjekteringstjenester for alle øvrige entrepriser. Det skal inngås rammeavtale med én leverandør, noe vi mener vil sikre enhetlig prosjektering av fellesløsninger, redusere grensesnitt og legge til rette for gode tverrfaglige løsninger.

Rådgiver 2-kontrakten anskaffes etter Forsyningsforskriften, og har en varighet på 4 år med opsjon for ytterligere 1+1+1+1 år. Kontrakten lyses ut med prekvalifisering og påfølgende forhandlinger.

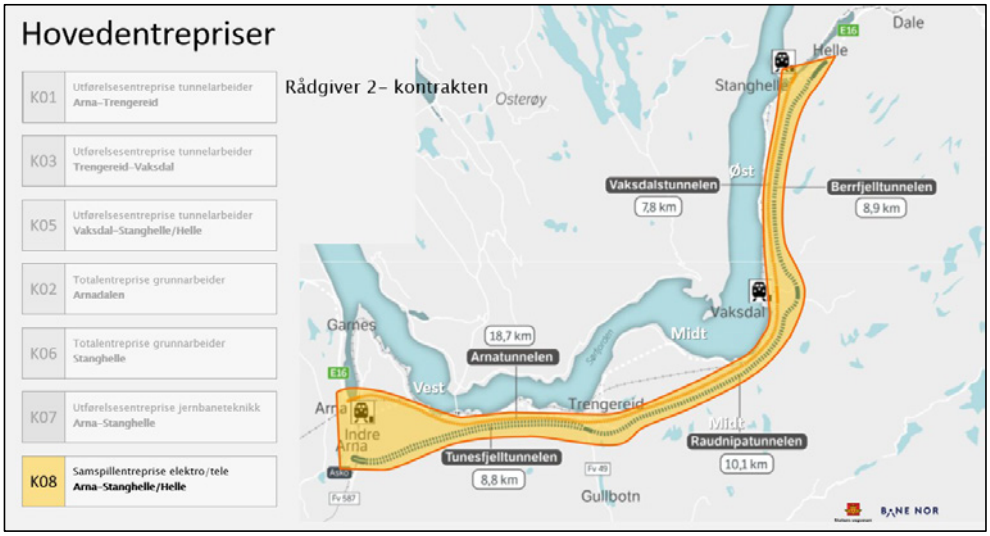
Første avropet vil være på etablering av design basis og grunnlagsmodeller for hele prosjektet. Deretter vil det gjøres avrop suksessivt per hovedentreprise. Første hovedentreprise som vil komme i gang er den «midtre» entreprisen, også kalt K03, som strekker seg fra Trengereid til Vaksdal. Antatt byggestart for denne entreprisen er i 2028, etter at anleggstverrslagene er etablert i forberedende entrepriser.




*Figur 6: Hovedentreprisene K01, K03, K05, K02 og K06 (Statens vegvesen/Bane NOR).*




*Figur 7: Langsgående hovedentreprise for jernbaneteknikk, K07 (Statens vegvesen/Bane NOR).*




*Figur 8: Langsgående samspillsentreprise elektro/tele, K08 (Statens vegvesen/Bane NOR).*

Prosjektet skal gjennomføres modellbasert, og det er en tydelig forventning at rådgiveren skal bidra til å utfordre og forbedre bransjen, spesielt innen klima, miljø og bærekraft, men også med å implementere ny teknologi.

Siste nytt i prosjektet finnes på prosjektets hjemmeside:
**[https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e16banearnastanghelle/]**

Fjellsprengningskonferansen 2024

# DRENERINGSTILTAK FOR DET USTABILE FJELLPARTIET ÅKNES/ ÅKNES DRAINAGE PROJECT

Pernille Ibsen Lervåg, senior prosjektleder, Norconsult Norge AS

## SAMMENDRAG

Fjellpartiet Åknes i Stranda kommune i Møre og Romsdal er det ustabile fjellpartiet i Norge med høyest kjent risiko. Norconsult Norge AS er engasjert av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) til arbeidet med et teknisk forprosjekt som skal utvikle og evaluere løsninger for drenering av fjellpartiet. Dreneringskonseptet som det pr. i dag jobbes med er en inntil 8,5 kilometer lang dreneringstunnel med påhugg i Strandadalen, avskjæringsgrøfter for bortledning av overflatevann oppstrøms baksprekken, samt dreneringshull fra dagen i fotsonen av det ustabile partiet. I tillegg til det tekniske forprosjektet jobber Norconsult med konsekvensutredning og detaljregulering av dreneringstiltakene.

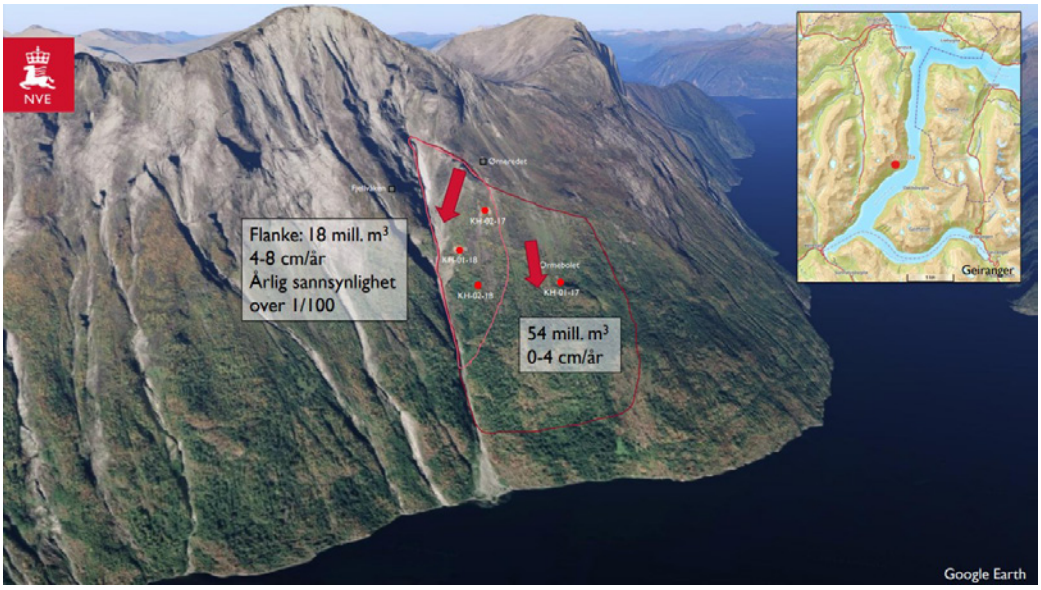
## SUMMARY

The Åknes unstable rock slope in Stranda municipality, western Norway, is identified as a high-risk object. Norconsult is engaged by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) to find the best solution for a drainage system which aims to increase the stability of the unstable rock slope. The current drainage concept is a combination of a ca. 8,5 km drainage tunnel, diversion ditches above the backscarp and boreholes from below the toe of the unstable rock slope. Norconsult is also assisting NVE with an environmental impact assessment and zoning plans in addition to the technical predesign of viable drainage measures.

## INNLEDNING OM ÅKNES

Fjellpartiet Åknes i Stranda kommune i Møre og Romsdal er det ustabile fjellpartiet i Norge med høyest kjent risiko. Vestre flanke, hvor det er registrert bevegelser på opp mot åtte centimeter årlig, og der antatt skredvolum ligger på 18 millioner kubikkmeter, er vurdert å ha høyest sannsynlighet for skred (se Figur 0).

Et skred fra hele det ustabile fjellpartiet er vurdert til å ha et volum på om lag 54 millioner kubikkmeter, og i det mest alvorlige scenarioet er den medfølgende flodbølgen estimert å kunne bli henholdsvis 85 meter og 70 meter i de nærmeste bygdene Hellesylt og Geiranger. 10 kommuner i Storfjordregionen vil bli berørt av flodbølgen i det mest alvorlige scenarioet. Det ble i 2015 anslått at det er ca. 6500 mennesker som på dagtid oppholder seg i evakueringssonen.




*Figur 0: Åknes - fjellsiden. Kilde: NVE v/Gustav Pless.*

**INNLEDNING OM DRENERINGSPROSJEKTET**

Norconsult Norge AS er engasjert av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) til arbeidet med et teknisk forprosjekt som skal utvikle og evaluere løsninger for drenering av fjellpartiet. Grunnlaget for forprosjektet er et kunnskapsprosjekt som NVE gjennomførte i perioden 2017 – 2021 der mulighetene for drenering av det ustabile fjellpartiet Åknes ble undersøkt. Kunnskapsprosjektet konkluderte med at drenering av det ustabile fjellpartiet kan forventes å redusere sannsynligheten for skred.

Formålet med dreneringstiltakene er å bedre stabiliteten til det ustabile fjellpartiet ved å drenere ut vann fra berget og/eller redusere mengden overflatevann som strømmer ned i berget og slik senke grunnvannsnivået og sprekkevannstrykk.

I første fase av prosjektet har arbeidet gått ut på å få opp et bredt spekter av forslag til tiltak, og realitetsvurdere disse; både med hensyn til forventet effekt, teknisk gjennomførbarhet, og sikkerhet i forbindelse med både anleggsgjennomføring og drift.

Etter denne innledende silingsprosessen i første halvdel av 2024 har det vært arbeidet videre med ulike konsepter på et overordnet nivå, og forslag til tiltak har vært vurdert og diskutert både med en ekstern internasjonal ekspertgruppe samt med aktuelle entreprenører.

## LØSNINGER SOM VURDERES

Hovedkonseptet som er tatt med videre til forprosjektfase og videre detaljering i 2025 er en ca. 8,5 kilometer lang dreneringstunnel med påhugg i Strandadalen. Dreneringstunnel er en velprøvd metode for drenering av fjellskredområder internasjonalt og erfaringene tilsier at dette er en robust metode som har god effekt.

Adkomsttunnelen inn til skredområdet er ca. 3 - 3,5 km. I skredområdet er det tenkt å drive tunnelen på stigning (1:7) med hårnålsvinger mot øvre del av skredområdet, og på synk (1:7) mot nedre del av skredområdet.

Det vil ta flere år før en slik tunnel vil kunne være etablert, og det er derfor i tillegg foreslått avskjæringsgrøfter for bortledning av overflatevann oppstrøms baksprekken, samt dreneringshull fra dagen i fotsonen av det ustabile partiet. Det er større usikkerhet knyttet til den tekniske gjennomføringen samt dreneringseffekten av grøfter og dreneringshull, men disse tiltakene vil kunne etableres raskere enn dreneringstunnelen og anses pr. i dag mer som et slags strakstiltak.

## UTFORDRINGER

Det er en rekke utfordringer knyttet til planlegging og gjennomføring av de aktuelle dreneringstiltakene. Åknes ligger i et av UNESCOs verdensarvområder, hvilket gir sterke føringer og setter begrensninger med hensyn til inngrep og synlighet. Dette er en medvirkende årsak til at tunnelen sitt påhugg skal være i Strandadalen.

Det er videre mange krevende forhold knyttet til en ca. 8,5 kilometer lang tunnel, som skal drives fra bare en retning, og går i hårnålsvinger under et ustabilt fjellparti.

Tunnelen er tenkt med et tverrsnitt på rundt 30$m^2$ og foreløpige beregninger viser et masseoverskudd på ca. 385 000 prosjektert anbrakt $m^3$. Massehåndtering blir et viktig moment i videre planlegging.

Det er trolig (og forhåpentlig) mye vann i tunnelen som må håndteres og ledes via borehull ut i dagen (utenfor det aktive området) og føres videre til Sunnylvsfjorden. Tunnelen i seg selv vil kunne drenere vann fra skredområdet, men det er også aktuelt å bore dreneringshull fra tunnelen og inn til skredområdet for å øke dreneringseffekten.

Tiltakene i dagen (grøfter og dreneringshull) har også store anleggstekniske utfordringer knyttet til svært krevende terrengforhold, vanskelig tilkomst og kort arbeid- og vedlikeholdsesong.

## FRAMDRIFT

Foreslåtte tiltak skal detaljeres og kostnadsberegnes i et teknisk forprosjekt som skal utarbeides i løpet av 2025. Når de tekniske detaljene i ønsket tiltak er landet skal disse reguleres i en detaljreguleringsplan som pr. nå er planlagt vedtatt i løpet av 2026. Det er ikke kjent når et eventuelt investeringsvedtak er å forvente.

## HISTORISK KVARTER – SPRØYTEBETONGENS HISTORIE

Tom Melbye, Normet

The International Tunnelling and Underground Space Association (ITA) inviterer nestorer i den internasjonale tunnelbransjen til å gi et æresforedrag på den årlige World Tunnel Congress (WTC).

På WTC 2022 i København holdt Tom Melbye fordraget «Wet-mix Sprayed Concrete: A Modern Method in Tunnelling and Mining».

Vi er så heldige å få en norsk versjon av dette foredraget på årets Fjellsprengnings-konferanse. For å kreditere ITA, så er hele publikasjonen som ble utgitt gjengitt i sin helhet i denne artikkelsamlingen.

Innholdsfortegnelse

# Muir Wood Lecture 2022

## Wet-mix Sprayed Concrete: A Modern Support Method in Tunnelling and Mining

**Tom Melbye**

N° ISBN : 978-2-9701436-6-6

JULY 2022

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN
AITES
ITA
INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION

Muir Wood lecture 2022 - **Wet-mix Sprayed Concrete: A Modern Support Method in Tunnelling and Mining**

N°ISBN : 978-2-9701436-6-6 / JULY 2022

Layout : Shoot The Moon – Avignon – France – https://www.shoot-the-moon.fr

The International Tunnelling and Underground Space Association/Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain (ITA/AITES) publishes this report to, in accordance with its statutes, facilitate the exchange of information, in order: to encourage planning of the subsurface for the benefit of the public, environment and sustainable development to promote advances in planning, design, construction, maintenance and safety of tunnels and underground space, by bringing together information thereon and by studying questions related thereto. This report has been prepared by professionals with expertise within the actual subjects. The opinions and statements are based on sources believed to be reliable and in good faith. However, ITA/AITES accepts no responsibility or liability whatsoever with regard to the material published in this report. This material is: information of a general nature only which is not intended to address the specific circumstances of any particular individual or entity; not necessarily comprehensive, complete, accurate or up to date; This material is not professional or legal advice (if you need specific advice, you should always consult a suitably qualified professional).

# Muir Wood Lecture 2022

## Wet-mix Sprayed Concrete: A Modern Support Method in Tunnelling and Mining

**Tom Melbye**
Senior Consultant - Member of Board of Directors of Normet Group

# >> TABLE OF CONTENTS

TABLE OF CONTENTS ..... 4
ACKNOWLEDGMENTS ..... 6
ABSTRACT ..... 7
1. HISTORY OF SPRAYED CONCRETE ..... 8
2. SPRAYED CONCRETE GROUND SUPPORT ..... 10
2.1. Hard Rock Tunnels ..... 10
2.2. Soft Ground Tunnels ..... 12
3. AN HOLISTIC APPROACH ..... 14
4. SPRAYED CONCRETE IS CONCRETE! ..... 15
4.1. Adequate total water content ..... 15
4.2. Cement ..... 15
4.3. Aggregates ..... 15
4.4. Admixtures ..... 16
4.5. Hydration control admixtures ..... 17
4.6. Silica Fume and Nano Silica ..... 17
4.7. Fibres ..... 18
4.8. Pumpability and workability ..... 20
4.9. Set Accelerators ..... 20
4.10. Spraying execution ..... 22
4.11. Aftertreatment and Curing ..... 22
4.12. Strength testing ..... 23

# >> Table of contents

5. DURABILITY OF SPRAYED CONCRETE ..... 25
5.1. Specifications and guidance ..... 25
5.2. Construction competence ..... 25
6. SPRAYING EQUIPMENT ..... 26
6.1. Historic development ..... 26
6.2. State-of-the-art Spraying Equipment ..... 27
6.3. New developments ..... 29
6.4. Concrete pump for wet sprayed concrete requires a special design ..... 29
6.5. Nozzle design is the core of wet mix sprayed concrete application ..... 31
7. THE RISE OF THE NOZZLEMAN ..... 32
7.1. Computer simulation the future training tool ..... 32
8. FUTURE DEVELOPMENT ..... 34
8.1. Scanning ..... 34
8.2. Battery driven sprayer ..... 35
8.3. Sprayed concrete without cement in the future - Geopolymer ..... 35
8.4. Tunnel Design Progression ..... 36
9. CONCLUSIONS ..... 38
10. REFERENCES ..... 39

## >> Acknowledgments

Tom Melbye
Senior Consultant - Member of Board of Directors of Normet Group
Email: tom.melbye@normet.com

Tom Melbye is the Senior Consultant and former President of Normet Group, joined Normet in 2007 after a long successful career with BASF Construction Chemicals. He has over 40 years of international experience in underground construction, both as a contractor and as a supplier of construction chemicals and equipment. Tom Melbye is active in creating and furthering new technologies, and is considered among the leading persons having driven the development of wet-mix sprayed concrete from its first uses in the late 1970's, to the latest modern processes for constructing safe and economical processes the industry benefits from today. Melbye has developed patents for two revolutionary product systems in 1992 and 1993. Tom Melbye also is a pioneer in using pre-excavation grouting as a method for effective waterproofing and stabilization of rock tunnels. In 2007, Tom Melbye received the Golden Hammer Award from the Norwegian Rock and Blasting Association for his outstanding promotion and development of Norwegian Tunnelling technologies and sprayed concrete internationally. In 2015 he was honored to become Hall of Fame of Mining together with Normet team for development of use of modern sprayed concrete for ground support in mining worldwide. He has been speaker and presented a number of papers worldwide on conference on the topics of Ground Support and use of Sprayed Concrete Since 1992 he has been an active member of EFNARC (European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems) and has served four years as the President of the federation. Using his experience and expert advice, Tom Melbye has significantly contributed to the development of the international tunnelling industry by being an Executive Council Member of the ITA (International Tunnelling and Underground Space Association) from 2011 to 2015. Melbye is one of the founding and active members of ITAtech, acting as Chairman ITAtech Activity Group on Lining and Waterproofing and member of ITAtech Steering Board from 2011 to 2014. Tom continues as a Member of the ITA Tunnelling Awards Committee and Judge in 2015, 2016, 2017 and 2018

*«I would like to express my thanks to ITA-AITES for giving me the opportunity to present and share my experiences, enthusiasm and key developments of sprayed concrete during the last 45 years I have been in the industry.*
*The author would like to particularly thank Ross Dimmock and colleagues in Normet for their excellent support and valued inputs to this paper. Furthermore, I am grateful for the excellent inputs and ideas from past colleagues in BASF, Meyco, Rescon and T. Furuholmen.»*

## >> Abstract

One of the key developments over the last 40 years in both the tunnelling and mining industries has been with the application of sprayed concrete for ground support. Sprayed concrete, a globally recognized support system in underground projects, is required to perform its support function not only over the expected life of underground openings but also, from a safety and productivity perspective, at a very early age. The balance between placement ability, early strength and long-term performance is a delicate one, and has been repeatedly improved upon as the use of sprayed concrete has increased in mining and tunnelling. Early strength is particularly important in safeguarding the integrity of underground openings on the one hand, as well as in protecting the operators and equipment on the other, thus allowing work resumption as quickly as possible while strictly following all safety regulations. The main developments have been in much improved overall safety, up to a 6-fold increase in spraying outputs and vastly improved quality, which nowadays matches that of standard concrete. These improvements have been mostly brought about by the introduction of wet-mix sprayed concrete from the mid 1980's onwards, with robotic spraying machines operated by highly professional nozzlemen. This new modern high performance sprayed concrete approach, coupled with new waterproofing methods and smarter, holistic tunnel design approaches, affords the industry some significant steps forward in faster, more environmentally friendly and lower cost and lower risk tunnelling. In addition, the single shell sprayed concrete method in combination with electrically driven spraying robots offers big savings in $CO_2$ output. This paper covers the history of wet-mix sprayed concrete, showing its development and the actual state-of-the-art, and including future insights with respect to best practices and technologies which form the basis for the safest, earliest re-entry policies and with a holistic approach to mix design, equipment and application techniques. One of the future trends and opportunities will be the removal of the operators away from the tunnel face through the use of automatic remotely operated spraying robots equipped with a 3D scanning system; this also allows obtaining real time information on all parameters of the spraying application (IOT solution). Simulator supported user training of High-Performance Sprayed Concrete is crucial in ensuring the correct level of operator qualification in the future. Here the ITA/ITAtech will play an important role. Other trends in future developments discussed include the development of cement-free sprayed concrete linings using geo-polymers that offer a new dimension in material performance in terms of enhanced durability and improved environmental credentials.

KEYWORDS : Wet-mix, sprayed concrete, geo-polymers, tunnelling, mining, sustainability, robot.

# 1 >> History of Sprayed Concrete

All construction projects, particularly underground construction projects, are unique. The contractors and suppliers need to be very adaptable and flexible as any underground project contains a fair number of unknowns, which impacts multiple portions of the project. Sprayed concrete materials, equipment and application know-how have improved greatly over time. The modern wet-mixed sprayed concrete has widened the applicability – enabling use of sprayed concrete in projects, which were not possible before.

Sprayed concrete used to have a bad reputation and was considered as dirty and low-level work. Although the perception has changed in many countries, there are still a lot of countries and projects where sprayed concrete is seen as a low-level work of a low quality. One reason is that sprayed concrete has been, in many cases, seen as temporary work. I will in this paper share my 40 years of practical experience working with and using wet-mix sprayed concrete.

Sprayed concrete, or Gunite is not a new invention. Sprayed concrete (mortar- Gunite) has been known for more than a century. The first sprayed concrete jobs date back to 1907, (refer Figure 1). The jobs took place in the United States by the Cement-Gun Company, Allentown. Carl Ethan Akeley invented the first device to spray dry materials for new constructions in Pennsylvania in 1907. He needed a machine and method to spray onto mesh to build dinosaurs. His company, the Cement-Gun Company, protected the brand name “Gunite” for their sprayed mortar. This mortar contained fine aggregates and a rather high percentage of cement.

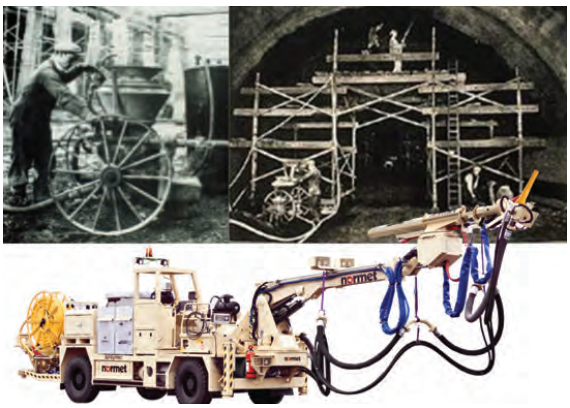



*Figure 1: Development of sprayed concrete equipment – from Akeley gunite machine (pressurised pot) to todays spraying robots (melbye 2006)*

The name Gunite is still in use to avoid this confusion between sprayed mortar (Gunite) and sprayed concrete, the expression “Sprayed concrete” is used for every sprayed mixture of cement and aggregates above 4 mm. In many English-speaking countries sprayed concrete is also referred to as “Shotcrete”.

There are two application methods for sprayed concrete:

1. The dry-mix method
2. The wet-mix method

Originally all sprayed concrete was dry mix. In dry mix the dry mixture of cement and aggregates is filled into the machine and conveyed with compressed air through the hoses. The water needed for the hydration is added at the nozzle and often together with accelerator. There are applications for dry-mix machine today, especially in the refractory and concrete repair industry.

The modern dry spraying pump was developed in the late fifties in Switzerland with rotor machines from Meyco GM /Piccola or Aliva. Today, the pumps remain similar to those manufactured in the late fifties with only minor modifications and improvements. Dry mix is also used for rock support in mining and for slope stabilisation in developing countries. However, the major use today is in refractory industry, repair work and spraying of swimming pools or similar constructions.

High capacity robotic applied wet-mix sprayed concrete with fibre reinforcement has been the standard method for rock support in Norwegian tunnelling since the late seventies. The innovation history is not well-known in the industry. Some people claim that the development of the “high capacity robotic applied wet-mix method” started in Norway, while others claim that Norwegians also had a strong influence on how the method developed around the world.
The challenge is Norway is topography (mountains and fjords); establishing roads between areas and islands where people settled. Demand for efficient excavation and rock support enabled tunnel construction in many places. Simultaneously, cost-effective tunnels were needed to utilise the hydro power potential. Later on, the experience was utilised for construction of infrastructure tunnels including subsea tunnels and caverns for storage of oil and gas from the reservoirs in the North Sea. The “domestic” know-how in underground space had multiple uses.

Two of Norway’s largest civil contractors Høyer-Ellefsen AS and Thor Furuholmen AS both recognized the advantages in developing the use of sprayed concrete for rock support as a replacement to cast in-situ concrete linings. There is no doubt that the “race” between these two very competent contractors led to the innovations and rapid development and use of the wet-mix method in Norway. (Refer Figures 26, 27, 28 and 29).

The development in the wet-mix method in Scandinavia between 1971 and 1980 meant a complete change in the market. During this period the sprayed concrete market changed from 100% dry-mix spraying to 100 % wet-mix spraying. During the same period a similar change from manual to robot application took place. This dramatic change is unique to Norway. Since about 1976 to 1978 silica fume and steel fibres have been added to wet-mix sprayed concrete. It is fair to say that “Norwegians led the way into real wet-mix sprayed concrete”.

# 1 >> History of Sprayed Concrete

Norwegians are the ones with the longest experience and most in-depth knowledge about use of wet spraying. In the seventies wet sprayed of poor quality was produced. This was due to poor equipment and little knowledge of the method. A very high-water content was used to enable adequate flow of the mix through the equipment. Water to cement (w/c) ratios were up to 1.0. During the construction of oil platforms in the seventies and eighties the quality standards were improved. The improvement was achieved by using some new superplasticiser and concrete technologies that allowed low and controlled w/c ratios combined with high flow and slump. Nowadays wet-mix sprayed concrete can be easily produced with compressive in-situ strengths of more than 60 MPa at 28 days.
Wet sprayed concrete used as single shell method was introduced in Norway in the late 1970's in road, subsea and water tunnels, and in hydropower projects.

The push for innovation in Norwegian tunnelling industry in the seventies and eighties combined with customers and contractors investment into testing development of mix design, new materials, equipment and operator training meant that the sprayed concrete work became one of the most important and best paid jobs in the Norwegian tunnel industry – status retained until today.
Good compensation supported the recruitment of talented people. A positive circle was started, ensuring not only high production but high quality as well.

Unfortunately, I do not see today this type of encouragement and passion, where customers and contractors invest time and resources for innovation and testing of new materials and methods. In my view all major projects should have innovation and testing of new materials in the project as one of the tender's prequalification criteria. The whole industry and society will benefit from this innovation drive. Introduction of robots in wet sprayed concrete improved safety and productivity while reducing environmental impact. This was a major transformation from handheld application used in dry spraying. Use of robots increased capacity five-fold (20-25$m^3$/hour) in comparison to handheld dry spraying. High labour costs in Norway in the seventies combined with productivity requirements were additional significant drivers. Contractors were looking for alternatives to improve cycle times and move away from very time consuming and labour-intensive manual scaling of loose rock, (scaling several times during construction) and the use of cast in-situ linings combined with rock bolts. Additionally, the wet spraying method reduced rebound from >30% with dry spraying to <10% with wet sprayed robotic application which represented a significant cost saving as well. Major improvements took place with both safety and the working environment with less dust and no need to work under unprotected rocks.

Austria has been another leader in development and acceptance of use of sprayed concrete as an efficient rock support method with the New Austrian Tunnelling Method (NATM) developed from the late 1950's which has since been successfully implemented on many projects worldwide. The Austrian expertise in sprayed concrete led later to the introduction of the quality measure of early age strength – "J curves" and calibrated methods to reliably measure early age strength in order to have a standard for different rock conditions to avoid collapse in tunnels. The method was originally developed using dry spraying process, but it is now used for the wet spraying method as well. (Refer Figure 20). Today it forms the global standard for quality and design of sprayed concrete for rock support. The German speaking market was very slow to adapt to the wet mix sprayed concrete method and only end of the 1990's and beginning of 2000 the major new projects started to use this method.

Since the late 1990's, the United Kingdom has taken over the role from Norway to be the leading country in use of wet mix sprayed concrete. UK industry has introduced and developed new modern standards, QA and specification for use of High-Performance Sprayed Concrete. One key driver was the required industry changes needed following the Heathrow Express tunnel collapse in the late nineties. The wet-mix method has continued to grow with the design and construction of permanent sprayed concrete tunnel linings on the largest metro in Europe, London's Crossrail project, and several smaller transport and infrastructure projects recently.

As the adoption and acceptance of the wet sprayed method grew, demands for standards and specifications to ensure quality grew as well. EFNARC took in the mid-nineties a leading and important role to produce the first worldwide Guidelines and Specification for High Performance Wet Sprayed Concrete. The guideline contained clear criteria for mix design, material performance, quality assurance, testing and application. These guidelines and specifications are widely accepted and have been used globally, forming the basis of the European Sprayed Concrete Standard that was introduced in mid-2000 with EN 14487-1 and EN 934-5 (sprayed concrete admixtures and accelerators).

EFNARC has later developed and introduced the Nozzleman Training and Certification Scheme for trainers and operators of robotic wet sprayed concrete. This is a program endorsed by ITACET/ITA. The ITAtech has taken an active role in developing new guidelines and recommendations for new materials used in sprayed concrete and actively promoting use of sprayed concrete worldwide.
Wet sprayed concrete is today a widely used and accepted method for rock support in tunnelling and mining. Increasingly, projects are designed and constructed using a single shell lining with sprayed concrete due to the significant time and cost savings that can be achieved over standard traditional design approaches. Today we estimate that more than 15 million cubic meters of sprayed concrete is applied annually in tunnelling and mining operations. The estimated share of wet spray is over 70% per cent and growing each year.

# 2 >> Sprayed Concrete Ground Support

It is not the intention of this paper to present details of design approaches adopted for modern sprayed concrete tunnelling, but nevertheless the differences in the functionality and role of sprayed concrete ground support between hard rock and soft ground tunnelling applications is worth exploring to some degree. The basic concepts behind why 5-10 cm sprayed thickness functions in a 1000m deep base hard rock tunnel versus an excess of 30cm sprayed concrete lining is needed in metro project less than 30m deep in soft ground. Clearly, sprayed concrete ground support acts differently in these significantly differing tunnelling environments.

### 2.1. HARD ROCK TUNNELS

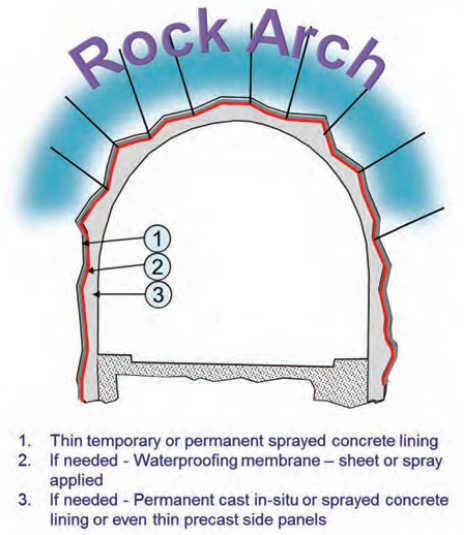



*Figure 2: Sprayed concrete for hard rock tunnels. Development of a rock arch to support the opening*

Of importance in tunnelling is the speed of installation of the sprayed concrete rock support following excavation rounds, be it by drill and blast or road header or even a TBM. Early preservation of the inherent strength of the rockmass is imperative for effective, active rock support. The early application of even the thinnest sealing coat of sprayed concrete has enormous benefits to the tunnelling team, that are not easily defined by the most complex 3D finite modelling, but these benefits we have seen from experience, and can be summarised as follows:

- A thin sealing coat of sprayed concrete applied to the rock surface is “squeezed” into the freshly exposed rock fissures and joints and “seals” them from the air, coupled with immediate bonding to the rock surface helps keep the newly exposed rock surface intact. At this very early age, sprayed concrete has very little structural strength and the primary function of the sprayed concrete at this time is to seal the ground an minimise the movement of groundwater within the ground, thus enhancing the inherent stand-up time rather than providing any mechanical support.
- This sealing layer prevents small blocks from becoming loose that would perhaps leading to unravelling of adjacent blocks, thereby enhancing stability under what is familiarly referred to as “key block theory”
- This thin layer creates a myriad of mini sprayed concrete arches immediately that are all cumulating in a uniquely macro stabilising system, that are collectively adequate to prevent larger rock blocks of up to 2 tonnes from loosening
- This early behaviour is often underestimated and still proves quite difficult to quantify the performance so far in our industry. However, these very young age sprayed concrete characteristics are certainly advantageous in rock face stability.

As indicated in Figure 2, 5 to 10 cm of structural fibre reinforced sprayed concrete, typically coupled with permanent rock bolts or anchors works and interacts together with the surrounding rockmass to form a very effective and strong “structural” rock arch capable of supporting the opening for both long term ground and water loads. The philosophy behind this rock arch development has a number of authors, but for the purpose of this paper we refer to it as the Fenner-Pacher Curve (simplified in Figure 3), developed from the great Austrian designers during the late 50s and 60s for deep tunnels in the Austrian Alpes and their subsequently successful New Austrian Tunnelling Method (NATM). Needless to say, the same rock behaviour and support approach is the same regardless of nation and the Norwegian Tunnelling Method (NTM) developed too along similar approaches based on the understanding of the rockmass qualities, and by example, Barton’s Q-System (Grimstad & Barton 1993, NGI 2015) demonstrates similar rock support and reinforcement requirements for rock tunnels. All approaches consider the quality of the rockmass and are based on sprayed concrete and rock reinforcement being used to actively control ground movements, or “mobilising the inherent strength of the ground” like a brick arch, to form a competent effective rock arch around the tunnel opening.

# 2 >> Sprayed Concrete Ground Support

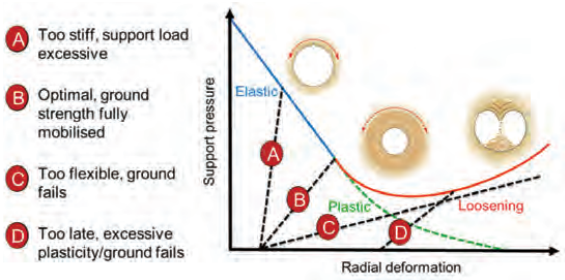



*Figure 3: The Fenner-Pacher Curve simplified to demonstrate rock support interaction behavious in rock tunnels (Fenner 1938 and Pacher 1964)*

The Fenner-Pacher Curve is a good tool to help understand the mechanisms to simply describe ground-support interaction. It shows what is good practice, but importantly, the understanding of sprayed concrete placement timing after excavation coupled with the strength, and thus stiffness, of the support system. In essence, for efficient sprayed concrete support Line B in Figure 3 is optimal. This support is installed soon after excavation and the stiffness of the support allows radial deformation of the rockmass and thereby permitting the development of a rock arch. If the spraying of the ground support was too late (Line D), or too soft (Line C), then the rock mass would move too much and instability normally ensue, which ends up being either very expensive to rectify, or disastrous with a collapse situation! It is therefore required in designs, that both the early age sprayed concrete material properties combined with their long-term durability performance are specified and validated in trials and continuously monitored and reviewed as works progress.

The unique beauty of sprayed concrete material is that it "matures" dynamically with time to fulfil the rock support needs of the tunnel. Sprayed concrete develops in strength from the point of spraying as an immediate relatively firm material having a strength of say 0.1MPa, then at an hour of 1MPa, and continually developing strength up to 50-70MPa at 90 days. This progressive early age to mature strength development works in sympathy with the need for radial closure of the rock mass, controlling the movements and developing the rock arch along with other rock reinforcement elements.`

`

One critical and often unwelcome factor in tunnelling both the tunnel team and the sprayed concrete material itself is the encountering of large volumes of ground water ingress during the tunnel drive. To meet this often unpredictable challenge, the Scandinavians in particular, have adopted and developed over the last 40 years the use of systematic pre-injection rock fissure grouting ahead of the advancing face. The use of systematic pre-injection using specially ground microfine cements brings excellent improvements in ground water control both during construction, but also to such low ingress levels that infrastructure clients consider it a viable permanent approach to reduce water ingress throughout the operational life of the tunnel. The degree of pre-injection grouting depends on the intended final use of the tunnel. For instance, in underground nuclear repositories or gas storage caverns, the permissible water ingress can be as low as 2 to 4l/100m/min, whereas road tunnels can be between 6 and 10l/100m/min.

The key components and processes that make this a successful system include, but not limited to those laid out in Figure 5.

*Figure 4: Pre-injection drilling and grouting in Tunel del Oriente, Colombia*

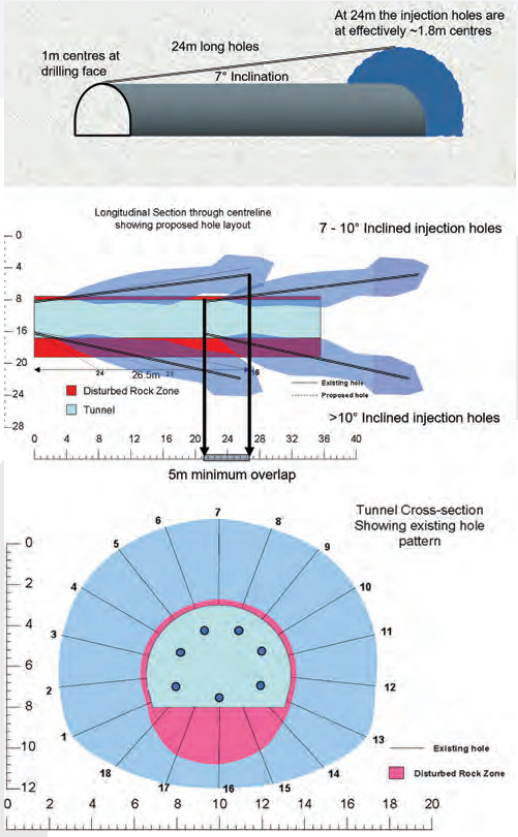



*Figure 5: Pre-injection grouting generalised layout for rock tunnels*

# 2 >> Sprayed Concrete Ground Support

Sprayed concrete for hard rock tunnels is not only confined to drill and blast excavation methods, but equally has shown to be programme and cost effective when adopted behind the cutter head of hard rock TBMs with purpose built spraying rigs. One of most recent examples of this approach was for the deep alpine Gotthard Base Tunnel, Lötschberg in Switzerland as presented in Figure 6.

*Figure 6: MEYCO Sprayed concrete robot running on ring beam behind TBM cutter head on the Lötschberg tunnel site, Gotthard Base Tunnel, Switzerland (Source: Meyco)*

### 2.2. SOFT GROUND TUNNELS

Most of the benefits and performance requirements of early age sprayed concrete are equally valid for soft ground tunnelling, particularly if the geology can be referred to soft rock, such as low strength limestones (e.g. chalk) and shales that benefit from rock bolting, where a small degree of radial closure can develop a ground arch. However, many soft ground projects are founded in cities that historically were located near rivers as a source of water and transport. This inevitably leads to the lithologies of urban projects being constructed typically through alluvial deposits and sandy clays etc, and ground arch development through radial closure/ deformation is both limited in nature due to the weakness of the ground, and undesirable, as ground settlement from tunnelling requires tight control to retain the condition of existing surface buildings and infrastructure.

Therefore, unlike in hard rock conditions, the design philosophy in soft ground tunnelling is to replace a rock arch with a sprayed concrete arch much as a retaining wall design (Figure 8), resisting all short and long-term ground and sometimes water loads, if not drained.

To achieve this, quite often a considerable thickness of high early age strength sprayed concrete is needed to provide a stiff support to the ground immediately after excavation. On many urban soft ground tunnel projects, the early age strength development design requirement is refined upwards to a stronger developing “J2 modified” target as used on projects in urban tunnel projects in Austria and the recent Crossrail project in London for example (as shown in Figure 20). Unlike rock tunnelling, soft ground miners look for sprayed concrete performance as defined by Line A in the Fenner-Pacher Curve in Figure 3. Typically, primary tunnel linings can be 20-40cm thick for 10m tunnels, up to 7 times thicker compared to rock tunnels as illustrated in Figure 7.

*Figure 7: Circular geometry primary Sprayed concrete linings in excess of 40 cm thick for urban tunnels at 30m below surface (Source: Crossrail Ltd, London)*

Additionally, excavation sequences are limited in advance length, the excavation faces often are sub-divided, such as with pilot tunnels or sidewall drifts, to permit faster incremental temporary ring closure, offering the advancing tunnel more stability and optimal ground movement control, thereby further limiting surface settlement effects. Water management in soft ground tunnel adopt a number of toolbox measures ranging from local injection with low viscosity chemical grouts, pre-drilled de-watering wells, or even if high risk, ground freezing to enable safe tunnelling to continue. The design approach for the long-term management of ground water ingress is predominantly achieved by installing preformed sheet membranes and in some cases by spray applied waterproof membranes where conditions and varying tunnel geometry of the tunnel lend themselves to this method, as indicated in Figure 8.

## 2 >> Sprayed Concrete Ground Support

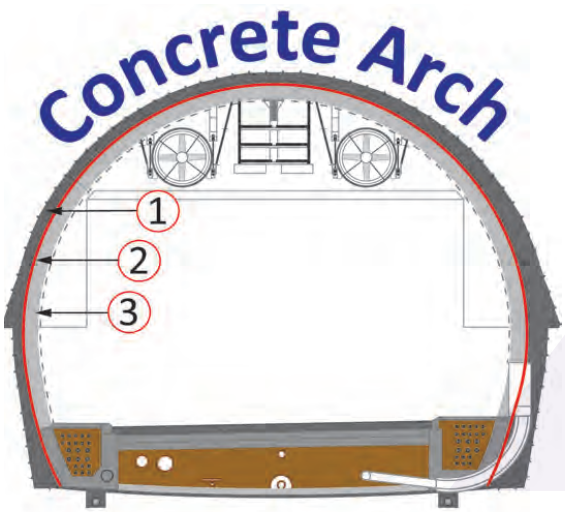



*Figure 8: Sprayed concrete for Soft Ground tunnels. Development of a Concrete arch to support the opening*

Typically, secondary linings are formed behind steel shutters with cast in-situ concrete, or if spray membranes are used, with sprayed concrete secondary linings. These secondary linings are equally as thick as the primary ground support sprayed concrete linings, and the industry is seeking new design approaches coupled with the much improved permanent sprayed concrete material performance to drive further efficiencies by slimming down the overall tunnel lining thickness, as discussed later in this paper in Section 8.4.

# 3 >> An Holistic Approach

*Figure 9: Sprayed concrete tunnelling requires an Holistic approach, combining perceptive design, materials, machines and site competencies*

Modern sprayed concrete application in underground structures is potentially the only construction method that needs an entirely wide-ranging holistic approach, combining high end material technology, equipment and people performance. There is the need to proactively respond to the changing demands during construction with all the elements of surprise Mother Nature presents underground teams, such as unstable, unpredictable geology, high levels of water ingress, or even coming across old buried structures from our ancestors!

From a materials point of view, sprayed concrete is technically a very high performing concrete, perhaps arguably one of the most demanding of all construction concrete materials. The underground construction industry demands excellence both in terms of the fresh state properties, but also, and increasingly so, the long-term material properties, as illustrated in Figure 24. In summary, the main demands for modern sprayed concrete can be characterised as follows:

- Long open time of the wet-mix to enable its transport, without losing performance, between batching plant and the sprayed concrete robot underground
- A suitable rheology of the wet-mix to ensure full filling of the pump cylinders to provide as low pulsation as possible during spraying
- A cement-set accelerator combination that works every time, delivering suitably high (and not too high), continuous early age strengths for ground support and production rates to be achieved safely by permitting fast re-entry time
- An increasing design demand for long term strength and durability to reduce lining thicknesses through design-optimised sprayed concrete linings, particularly in tunnels
- Skilled, accredited operators who are true craftsmen in the art of robotic applied sprayed concrete
- Modern state-of-the-art equipment, that delivers as close to continuous pulsation-free concrete spraying as possible, at output rates that meet the production and safety demands of the underground project. Equipment should record and deliver QC data via wireless LAN or otherwise to construction teams as part of quality control regimes.
- Design teams experienced and knowledgeable in both disciplines of efficient structural design with clear appreciations of the materials used and performance achievable with sprayed concrete, combined with the build sequencing and equipment used to effectively construct spaces underground with suitable face sizes. For holistic durability and safer buildability, structural designs will continue to reduce and remove steel reinforcement through tunnel profile optimisation to reduce bending moments, the increased understanding and more accurate modelling of 3D geometry effects, and the increasing use of structural fibres
- Good communication and decision-making processes with all stakeholders at sites, proactively responding to the performance of all aspects of the construction process and the necessary and timely design assessment of any changes required
- Effective on site HSEQ regimes that are resourced sufficiently, monitored, with feedback loops to design and construction teams so necessary actions are initiated in a timely manner

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

Some people consider sprayed concrete as a specialty concrete and that it is only be considered as a temporary support material. However, sprayed concrete is only one way to apply concrete. As with conventional casting techniques, sprayed concrete also puts specific demands on the concrete properties during application. At the same time, all normal technical requirements of concrete such as water/cement (w/c) ratio, amount of cement, correct composition, compaction (vibration) and curing must be observed. The reason why so much poor-quality sprayed concrete has been applied in many parts of the world is because people seem to forget that sprayed concrete is only a way of casting and that all concrete technological requirements must be fulfilled. Concrete technology is very simple and easy. On the old cement bags in Norway it was written – less water during mixing and a lot of water after casting.

The available best practice guidance for producing high performance robust wet sprayed concrete:

- Adequate total mix water content
- Cement
- Aggregates: 0-8 mm grain size
- Silica fume or nanosilica (colloidal silica)
- Admixtures: superplasticizers, hydration control and pumping aid
- Fibres: steel or polymer fibres
- Liquid alkali-free set accelerators
- Correct spraying equipment: pumps, dosing system, robotic arm, air/compressor and nozzle
- Correct execution: nozzleman qualification
- After-treatment: curing agents, internal curing/bond improver

### 4.1 ADEQUATE TOTAL WATER CONTENT

The water–cement (w/c) ratio has a large influence on strength and durability of concrete and sprayed concrete. Additionally, in sprayed concrete the w/c ratio has an impact on setting time, early strength, final strength and set accelerator dosage (Refer Figure 19). In sprayed concrete there was a conflict between properties of fresh concrete (workability with a high water/cement), and the need to have good set and early strength (a low water/cement) which led to reduced quality of the sprayed concrete final structure, as the high water content was always needed to pump. High performance water-reducing and hydration control admixtures, as well as silica fume and nanosilica, however, altered this for the better. In order to produce high performance wet mix sprayed concrete with good early and final strength, the w/c should always be < 0.45.

Less water – sprayed concrete requires a minimum of 185-200 litre water to have good consistency and open time. With lower water content there is the risk to lose workability quickly. To be on the safe side it is recommended to use **200 litre water/m³ total mix** water (including the sand and aggregate moisture contents).

### 4.2 CEMENT

In order to meet the required w/c < 0.45 and approx. 200 litre water for the workability you would need to add 450 kg or more cement per cubic meter. Any lower amount can cause problems with workability, w/c and reactivity with the alkali-free accelerator. The reaction between the cement and alkali-free accelerator is essential for the early strength development in the sprayed concrete process.

### 4.3 AGGREGATES

As for all special concrete, the aggregate quality is of major importance for the fresh concrete as well as for the hardened product. It is particularly important that there are only minor differences in grain size distribution and other properties. Especially important are the amount and characteristics of fines, i.e. the grain size distribution and grain size analysis. However, it is irrelevant to talk about the choice of aggregate, as normally the available material must be used, and the recipe must be adapted to it. Nevertheless, for wet-mix spraying the maximum grain diameter must be 8-10 mm. Any aggregate with the size higher than 8mm will inevitably be in the rebound and not in the concrete layer. To achieve rebound under 10%, the maximum aggregate size must be 8-10 mm. This has been confirmed in many practical tests. Also, the concrete is much easier to pump and there is less risk for blockage when small diameter (65/80 mm) spraying hoses and nozzles are used.

Also, it is very important to assess the particle size distribution especially on the fines area. The fine material content in sieve size 0.125 mm should be minimum 4–5 % and not higher than 8–9 %. Too little fine material gives segregation, bad lubrication and risk of clogging. However, in the case of fibre concrete the surplus of fine material is important, both for pumping and compaction. A high fine material content will give a viscid concrete.

As the margins in the sieve basket are relatively small, two or more fractions has to be combined, e.g. 0–2, 2–4 and 4–8 mm, by adjusting the proportion between them, to make a sieve curve that fits within the ideal curve limits. Too little fine material will be compensated by using more cement, silica fume, new generation pumping aids, or viscosity modifier admixtures (“spaghetti effect” performance to fill the gaps in the grading). Too much fine material is primarily compensated by increasing the dosage of superplasticizers.

The recommended grain size distribution curve for the aggregate should fall within the grey area of Figure 10 (Modified EFNARC).

More and more crushed aggregate from the tunnel construction itself is used, even comprising up to 100% of the total aggregate needed. This approach normally requires a more robust mix design; higher cement content and higher dosage of super-plasticiser.

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

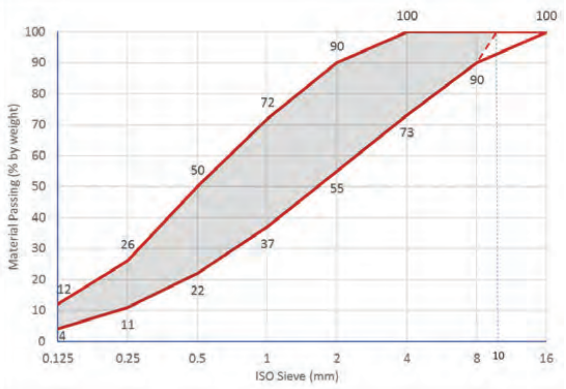



*Figure 10: The grain size distribution of aggregates for sprayed concrete should be inside the Envelope (Modified from EfNarc 1996)*

Crushed materials must be tested for any contamination or impurities that can have a negative impact on the concrete quality e.g. mica or clay. Aggregate taken out from the seabed needs to be properly washed before use to prevent chlorides entering the concrete mix. Chlorides have negative effects on the properties of both fresh and hardened concrete. Proper washing also prevents aggregates from sucking water out of the mix soon after mixing, causing workability loss of and the need to add excess mix water that inevitably leads to higher w/c's.

### 4.4 ADMIXTURES

In order to obtain specific properties in the fresh and hardened concrete, concrete admixtures should always be used in the wet mix spraying method. Concrete admixtures are not new inventions. The old Romans used different types of admixing material in their masonry, such as goat blood and pig fat in order to make it more mouldable. The effect must have been good, because the structures are still standing.

In fact, concrete admixtures are older than Portland cement, but only in the last 30 years stricter requirements for higher quality and production have speeded up research, development and usage. A major step forward in the development of new generation admixtures was taken in the building of oil platforms in the North Sea in late seventies and beginning of the eighties. In their construction superplasticisers were used on a large scale in advanced slip forming and high strength concrete (strength 80 MPa). Later the innovation of self-compacting concrete in Japan in the nineties brought new and more powerful superplasticiser technologies; the PCE type, to the market. Today, these form the basis for modern high performance wet sprayed concrete mixes. Water reducers are used to improve concrete workability and cohesiveness in the plastic state. The water reducer can give a significant increase in slump with the same w/c, or the w/c can be reduced to achieve the same slump as for a mix not containing the water reducer. The reduced w/c relates to a direct increase in strength. The higher slump increases pumpability.

As stated in section 4.1, the w/c is one of the fundamental factors in the concrete technology that needs to be under control. This is often forgotten with wet sprayed concrete.

As known to all, chemical admixtures and accelerators play key roles in sprayed concrete technology. The workability and flowability of the fresh concrete, as well as the setting and hardening behaviour of the sprayed concrete, are all parameters easily affected by chemical additives.

In order to keep the w/c at an acceptable low level (< 0.45) and to take advantage of the corresponding high concrete strength gain, it is crucial to use a water reduction admixture. However, the classic lignosulphonate-based water reducer will certainly slow down the early age strength development of the sprayed concrete. Lignosulphonates contain sugar, which is an extremely efficient set retarder. When this was discovered decades ago, melamine and naphthalene-based superplasticizers were introduced. Later, it was found that even these superplasticizers were not optimal for early strength development.

A common characteristic of these traditional plasticizers/ superplasticizers is that they are all by-products (even waste materials) from the chemical industry. Approximately 25 years ago a new class of "hyperplasticizer" (PCE) was introduced in Japan for use in self-compaction concrete, and today this type is the preferred superplasticizer for sprayed concrete. There is a wide range of them; characterized as co-polymers based on polycarboxylate ethers , and they are tailor-made for different concrete applications. The water reduction capacity, slump retention property, etc. may vary a lot within this product group, on fresh concrete rheology and workability. PCE-based superplasticizers designed for sprayed concrete mixes have little if any negative effect on early age strength of sprayed concrete. (Refer Figure 11)

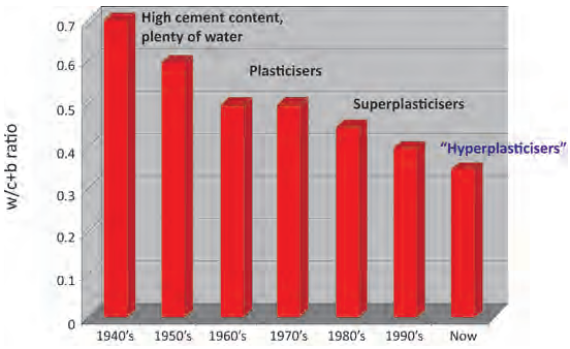



*Figure 11: Historic development of water reducing admixtures and their water reducing capabilities*

### 4.5. HYDRATION CONTROL ADMIXTURES

It is very important to be able to maintain the flow and workability of the concrete over longer periods of time before the actual spraying. Ideally, the fresh concrete workability should be unaffected, and no setting occurs until the cement hydration process is activated by the addition of set-accelerators added in the nozzle of the sprayer. Wet sprayed concrete normally has only a 1.5-hour pot life before it loses workability and cement hydration starts. Cement hydration starts when temperature in the concrete mix is raised by 2°Cfrom the lowest measured temperature. A common set retarder for concrete (typically based on sodium gluconate, a sugar-like chemical) is not the right choice for this application. Instead a hydration control admixture should be used. It was a revolution for sprayed concrete application when MBT launched the Delvocrete Hydration Control system in the nineties. This offered a new flexibility in logistics and use of wet sprayed concrete. It also ensured that workability and cement reaction was controlled for a long period of time and with no negative impact when it was sprayed and activated with set-accelerator added in the nozzle with the air. The hydration control system can keep concrete fresh from 4 up to 72 hours depending on the dosage of the admixtures. The system gives security and prevents expensive wet mix concrete from having to be dumped due to unexpected issues in the tunnel that prevents the wet mix to be applied. Delays can happen often as the conditions in the tunnel are difficult to predict and plan. It also gives flexibility in batching. The batch plant does not have to be open during night shift to produce few cubic meters of sprayed concrete.

The concrete can be brought to the site and stored in a concrete mixer there, so that an operator can take it for spraying when needed. In the cities where the traffic is heavy and space limited, concrete can be brought to the site outside peak hours and stored in an agitator and used when needed. This approach is often referred to having “Concrete on tap”.The hydration control system was first used successfully in the large Metro Athens metro project in 1991-94. All concrete was delivered during daytime and stored in agitator and spraying was performed around the clock, seven days a week. Afterwards the system has been used in numerous projects around the world. It is necessary to use hydration control in all wet sprayed concrete mixes to ensure workability, setting, early strength and final durability. It is a cost effective insurance approach that can give manifold savings. Today Mapei, Sika, BASF and Normet all offer hydration control systems, and they represent a standard admixture addition to mixes for most sprayed concrete projects.

Normal retarder (gluconate) should never be used in wet mix sprayed concrete. It has negative effect on setting and early strength or higher accelerator dosage will be needed to get the same result as with hydration control admixtures. The flexibility in the open time will be lost and wet sprayed concrete cannot be retarded for a long time.
The next improvement in this technology was the development of a new hydration control admixture incorporating a dormant, secondary accelerator. The accelerator part is awakened in the nozzle of the sprayer when the concrete is mixed with the alkali-free accelerator. This idea was already discussed many years ago (Myrdal et al. 2001), and has now been introduced to the market and patented by Normet International Ltd. This product (TamCem HCA Plus) can boost the early age strength development of the sprayed concrete to new heights. Sprayed concrete tests using mixes defined in Table 1 included the performance of HCA Plus, and the comparison of gluconate, HCA and HCA Plus (all at equal set retarding dosages). The compressive strength values five minutes after spraying were obtained using a penetration needle according to BS EN 14488-2 (British Standards Institution 2006). The early age strength values are shown in Table 2. (Myrdal, Griffith 2014).

| CONSTITUENT | AMOUNT (Kg/m³) |
|---|---|
| **Cement (CEM II/A-V 52.5N)** | 500 |
| **Sand (0–8 mm)** | 1,573 |
| **Water** | 200 |
| **Superplasticiser (TamCem 60)** | 3.5 |
| **Gluconate retarder /TamCem HCA/ TamCem HCA Plus** | 1.0/1.0 /5.0* |
| **Alkali-free accelerator (TamShot 90AF, 8% by weight of cement)** | 40 |

* 5.0 = 1.0 (The retarder part) + 4.0 (the secondary accelerator part)

*Table 1: Sprayed concrete mix design (water/cement = 0.40)*

| TYPE OF RETARDER/HYDRATION CONTROL | COMPRESSIVE STRENGTH (MPa) |
|---|---|
| **Sodium gluconate** | 0.23 ± 0.02 |
| **TamCem HCA** | 0.36 ± 0.03 |
| **TamCem HCA Plus** | 0.55 ± 0.04 |

*Table 2: Compressive strength values five minutes after spraying (BS EN 14488-2 (British Standards Institution 2006)*

### 4.6. SILICA FUME AND NANO SILICA

Silica fume often also referred to as “Microsilica” is a waste product from the ferrosilicon alloy industry. It is a very reactive pozzolan and has significant advantages when used in sprayed concrete mixes.
Adding silica fume to a concrete give reduced permeability, increased sulphate resistance and improved freezing and thawing durability. When considering the properties of silica fume concrete, it is important to keep in mind that silica fume can be used in two ways:

- as a cement replacement, in order to obtain reduction in the cement content (usually for economic reasons).
- as an addition to improve concrete properties – both in fresh and hardened state.

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

In sprayed concrete, silica fume must be used rather as an additive than as a substitute for cement to improve the concrete and spraying properties. From a technical point of view, it seems beneficial to use silica fume at a level of 5-10% by weight of cement.

Because of the positive effects of silica fume, it should always be added to the sprayed concrete in order to obtain the best possible quality. Silica fume is very fine-grained and therefore when adding it to the sprayed concrete it is necessary to always add a higher rate of plasticizers / superplasticizers to disperse it. The dosage of admixtures increases by approximately 10-20 %, compared to sprayed concrete without silica fume. In sprayed concrete silica fume with > 92% $SiO_2$ content should always be used to get the full effect.

A new alternative to traditional silica fume was introduced in early 2000's; nano-silica (colloidal silica). It is an industrial product from the water glass/quartz sand production and comes as a liquid suspension. The production of nano-silica is well controlled, and it has very high $SiO_2$ content (close to 100%).

It is a highly reactive synthetic pozzolan that can be used in concrete to give benefits similar to those of silica fume.

As nano-silica has much smaller particle size than silica fume, the dosage can be reduced significantly. Nano-silica dosage can be just 10 - 30% of the dosage of silica fume, to achieve the same concrete properties. A significant benefit of the lower dosage is that nano-silica can be handled the same way as conventional concrete admixtures. Nano-silica has not yet been widely used in large scale engineering projects. There is not much documentation on its usage, and it is not yet covered by a harmonised European standard and therefore has not relevant CE marking. However, its benefits, specifically in resisting sulphate attack have been reported by Atahan & Dikme (2011), and Moslemi et al (2014). In addition, testing in Normet shows TamCem NanoSilica to be as effective against sulphate attack as GGBS (Ground Granulated Blast Furnace Slag) and silica fume.

### 4.7. FIBRES

Structural fibres were introduced in sprayed concrete in Norway in the late seventies by incorporating steel fibres into the sprayed concrete mix. In the latter part of the nineties, macro-synthetic polymer fibres were introduced to the market. Later, macrosynthetic fibres have been widely used in both mining and tunnelling.

Fibres are generally used to increase the toughness of concrete, which is specified by residual strength or by energy absorption capacity estimated from the load-deflection curve from a beam, round panel or plate test. They are also used to reduce or control cracking. Tests have shown that after hardening, the flexural strength of plain wet sprayed concrete was reduced to half due to shrinkage and micro cracking whilst fibre reinforced sprayed concrete maintained its flexural strength.

The advantages of fibre reinforcement in sprayed concrete have been proven in numerous projects and applications around the world. The technical performance of fibre reinforcement is generally equally good or better than traditional mesh reinforcement. Additionally, it is giving several other advantages:

- Overall productivity when applying on drill and blast rock surfaces is often more than doubled. It also eliminates a major bottleneck as it can easily fit into a development cycle with multiple blasts per day.
- Substantially improved safety, as sprayed concrete and reinforcement can be placed by remote controlled manipulator (nobody has to go below partly supported or unsupported ground to install the mesh)
- No poor compaction behind 1-2 layers of overlapping meshes. Poor compaction behind mesh causing very poor concrete quality and high risk of subsequent mesh corrosion and concrete cover spalling.
- The intended thickness and overall quantity of sprayed concrete can be achieved quite accurately and the problem of excess quantity to cover the mesh on rough substrates is avoided.
- One layer of mesh will be placed at varying depth in the sprayed concrete layer and cannot be placed in the cross section to target tension zones. The fibres will be present in the whole cross section, irrespective of where the tension will occur.
- Logistics advantage of avoiding handling and storage of reinforcement mesh underground

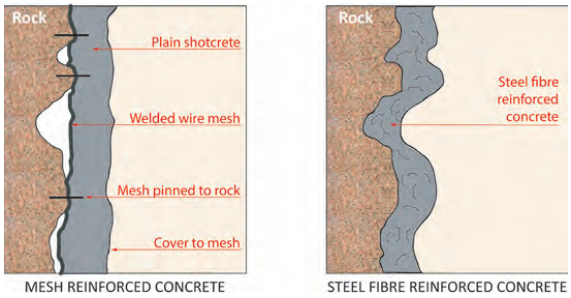



*Figure 12: Comparrison between steel welsmesh and steel fibre reinforced sprayed concrete (Marc VANDEWALLE 2006)*

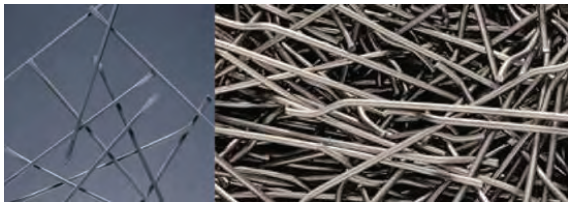


*Figure 13: Typical steel fibres used in sprayed concrete*

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

Steel fibres are currently the most commonly used fibre type in the sprayed concrete.

The fibre length should generally not exceed 60% of the pumping hose diameter depending upon the fibre type. To assist with pumping and spraying, the addition of silica fume is recommended to give optimal bonding between the steel and concrete matrix.

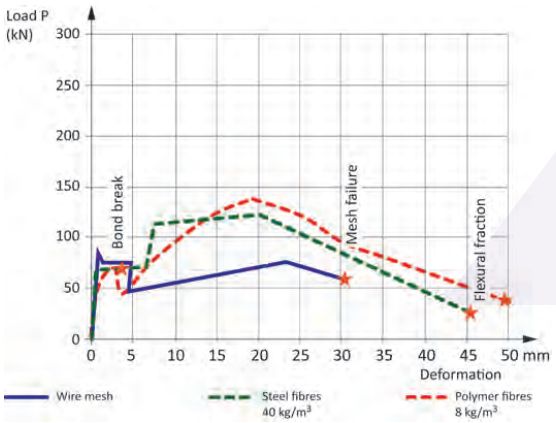



*Figure 14: Typical behaviour of different kind of fibres compared to mesh in sprayed concrete (MELBYE 2006)*

**Macro synthetic polymer fibres**

Synthetic fibres are mainly produced from organic polymers with several different cross sections. They are sufficiently small to be randomly dispersed in a fresh concrete mix using conventional mixing procedures and sprayed with conventional equipment.

Fibre dosage rates are in the order of 5- 9 kg/m$^3$ of sprayed concrete versus 25-40 kg/m$^3$ of steel fibres. The synthetic fibres need to be made from high-class material to achieve final performance characteristics. Fibres are specifically shaped to resist matrix pull out which enhances the sprayed concretes performance even after cracks have developed.

Synthetic fibres are gaining popularity for the following advantages over steel fibres:

- Non-corrosive / non-magnetic
- Does not damage tires / injure personnel
- High performance polymer
- Weight ratio over steel fibres for transportation and dosing
- Load/deformation characteristics are better suited to mining requirements

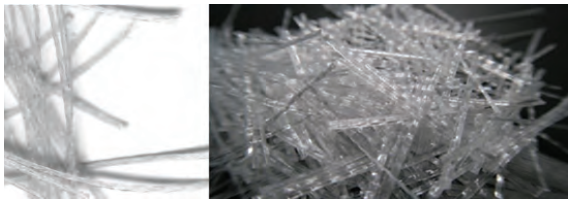


*Figure 15: Typical macro polymer fibres used in sprayed concrete*

Fibres have high material cost. In the wet sprayed mix design the cost is up to 30% of the total cost. Therefore, it is important to optimize the mix design and spraying to get maximal utilization of the fibres and meet the specified requirement with lowest possible fibre dosage. Fibre rebound can be much higher (up to 40%) than normal rebound if the mix design and spraying are not optimized. If this is not done the fibre dosage has to be increased and the costs will be higher. It is also important to notice that adding fibres reduces the workability and therefore the dosage of plasticizers must be increased. Also silica fume or nano silica has to be added to compensate for reduced workability.

**Toughness in early age**

The focus on ductility performance of fibre-reinforced sprayed concrete has been almost exclusively at 28 days and to a lesser extent at seven days after application. Very recently, research on the behaviour at a very early age (within a few hours after application) has begun. There is reason to believe that the performance of fibres can play a significant role at an early age when ground load may be at its peak.

The test results showed that especially polymer fibres had a high energy absorption after a few hours and before the sprayed concrete develops to high strength and get brittle. Polymer fibre gave much higher energy absorption values in early age than steel fibre concrete.

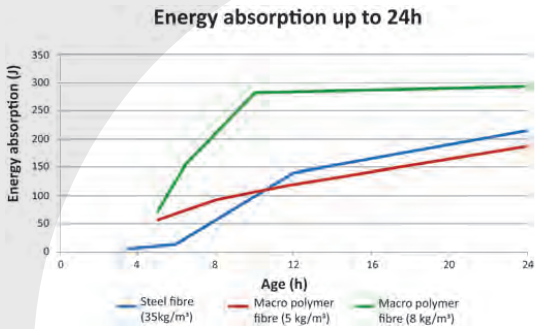



*Figure 16: Energy absorption by fibre type (Test Propex Normet, Hagerbach Test Gallery 2017)*

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

**Monofilament polypropylene fibres**

These fibres are normally used in the final coat of a sprayed concrete single shell lining to improve fire resistance and avoid spalling of the concrete during a fire. Typical dosage is 1-1.5 kg/m$^3$ depending on the fire loads defined and test panel results. (Melbye and Dimmock 2006).

*Figure 17: Typical Monofilament polypropylene fibres*

**4.8. PUMPABILITY AND WORKABILITY**

Sprayed concrete need min **slump of > 200 mm or flow (measured on flow table) > 550mm.** The high flowability is required to secure good pumpability and proper filling of the concrete pump cylinders. Due to the low workability there is the risk of improper filling of cylinders causing pulsation and layering in the concrete. Layering means that the concrete is not homogenous giving lower strength than specified, risk of spalling and leakage. Additionally, low workability increases the total consumption of accelerator due to pulsation (i.e. spraying only air and accelerator).

**High workability i.e. flow or slump has nothing to do with high water content or w/c ratio.**

*Figure 18: Flowable sprayed concrete mix has over 550 mm flow measured on a flow table (Melbye 2006)*

**4.9. SET ACCELERATORS**

To achieve fast setting with wet mix method accelerating admixtures has to be added at the nozzle. Currently the primary effect of these set accelerators is to reduce the slump (consistency) of sprayed concrete from liquid to paste while it is still in the air, so that it will adhere to the surface as the layer thickness increases. With the use of set accelerators, effective spraying on vertical and overhead surfaces becomes possible. The setting effect allows sprayed concrete to be used for initial support, which is an important function in tunnelling and mining.

Accelerators are added in liquid form via a special dosing pumps (piston, peristatic or rotor-stator (mono) pump). The accelerator dosage may vary, depending the type of accelerator, cement, the operator's skills, the surface and the w/c. High w/c's will increase the need for accelerators in order to reduce consistency. The classic accelerators for sprayed concrete have been water soluble silicates (typically sodium silicate i.e. 'waterglass') and water-soluble aluminates (typically sodium aluminate). Soluble sodium silicate provides rapid setting by reaction with calcium in the cement paste to form solid calcium silicate. With time the precipitate will form a hydrated calcium silicate gel somewhat like that formed by the hydration of C3S/C2S clinkers in the cement. Sodium silicate is still used some places in sprayed concrete technology, and is characterized by (Prudêncio 1998; Rixom & Mailvaganam 1999):

- Compatibility with most cements.
- Relatively low early strengths.
- Reduced final strength at high dosage, >10%

Sodium aluminates are far more alkaline than sodium silicates. These are highly caustic solutions which require caution in handling. Alkali aluminates react with several components in the cement (sulphate, calcium and C3A) to form ettringite and calcium aluminate hydrates and possibly other compounds. Issues related to sodium aluminate accelerators are:

- Health hazards associated with handling of highly caustic materials (a significant safety risk in underground mining).
- Addition of a lot of alkalis and the risk of promotion of alkali-aggregate reactions.
- Decrease in final strength.

These issues led to the development of non-alkaline accelerators (often referred to as alkali-free accelerators). The first liquid accelerator came to the market and in use in 1995/96 by Rhone Poulenc and MBT and was the biggest new invention in wet sprayed concrete since launch of fiber and silica fume in late seventies and hydration control admixture in the nineties. They are all weakly acidic (pH ~ 2–4) with aluminium sulphate as the main constituent (Bürge 2001), and typically formulated with additional non-disclosed constituents. A screening of the patent literature and the product data sheets from suppliers of alkali-free accelerators has shown that the typical ingredients found in these products are (Myrdal 2011):

- Aluminium sulphate.
- Aluminium hydroxide.
- Alkanolamine, e.g. DEA.
- Organic acids, e.g. formic acid.
- Fluorides.

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

Some of these alkali-free accelerators are transparent low-viscous aqueous solutions (all chemicals dissolved), whilst others are more viscous dispersions of tiny particles. Almost all alkali free accelerators on the market today are based on the same chemistry with only slight differences.

The flash setting behaviour of alkali-free accelerators is mainly caused by the reaction of aluminium sulphate with the lime in the cement forming ettringite, and then the following strength development is partly caused by the aluminium sulphate and partly by the additional constituents. The invention of alkali-free accelerators was big step to develop high performance wet sprayed concrete in terms of environment, work safety and durability. This accelerator showed no or low reduction in final strength as is the case with sodium silicate and aluminate accelerators. On the contrary it increases strength over a longer period as ordinary concrete. Long term tests from Jubilee Line in London showed that in-situ strength was increased from 60 MPa after 28 days to > 90 MPa after 1 year.

One major challenge is the introduction of blended cements (typically 20% replacement of Portland cement clinker with fly ash). Some of these cements develop strength quite slowly, therefore a specific ('tailor-made') accelerator is needed. Alkali free accelerator performance is also dependent on the w/c. Increase in w/c dramatically increases set time, gives lower early strength or requires higher dosage of accelerator as shown in Figure 19 below.

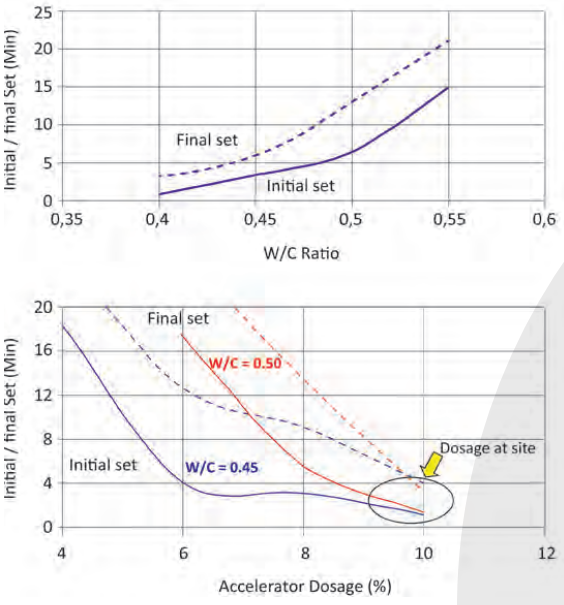



*Figure 19: Influence of W/C ratio on setting time and accelerator dosage (ALDRIAN, MELBYE & DIMMOCK, 2000)*

To date, not much development progress has been made since the first alkali-free accelerators were developed in late nineties. Basically, all manufacturers are using the same chemistry with only small nuances and modifications. The industry needs new types of accelerators that can withstand the poorer quality of globally used blended cement (less $C_3A$) and ensure fast setting, high early strength, good final strength and to take care of the durability. The goal should be to find an alkali free accelerator that works with all type of cements. The chemistry is available, but the industry needs to be willing to pay for it because the new type of accelerator will have 2-3 times higher price per kg than today's alkali free accelerators. But the final applied cost will be lower because of the lower dosage of accelerator, faster application, time savings and less problems with setting time and early strength.

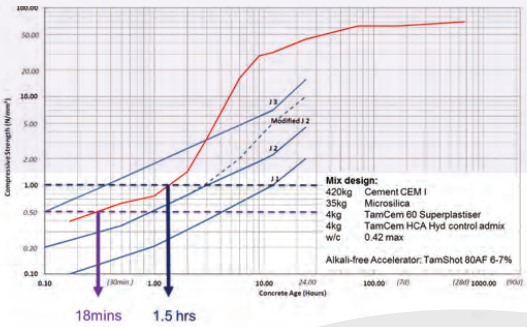



*Figure 20: Typical sprayed concrete early age strength plot for Crossrail, London, showing 0.5 and 1 MPa early re-entry minimal strength requirements often specified for mines (RISPIN, MYRDAL, KLEVEN & DIMMOCK 2017)*

**Set Accelerator – Cement combination**

Sprayed concrete is more sensitive to the cement quality than normal cast in-situ concrete. The application requires fast setting (in a split of second when accelerator is added in the nozzle) and high early strength development to be able to spray the required thickness and to develop early strength as fast as possible for safe re-entry into sprayed area without risk of drop out of newly sprayed concrete. A rule of thumb is that minimum 0.5-1MPa strength (measured according to the Austrian J curve; Figure 20) is needed for safe re-entry and to allow working under newly sprayed concrete. This safe early strength is normally achieved in 1-2 hours in normal temperatures with good quality cement and alkali free accelerators. It's also important that the sprayed concrete develops steady increase in strength in the first 24 hours in order to take increased load from the ground when the next advance/blasting takes place. A good sprayed concrete, when correct cement and reactive alkali free accelerator is used, should develop strength over 1 MPa per hour for the first 12 hours and also after that strength gain should be constant.

The recommended cement to be used is pure Portland CEM I – type 52.5 which gives best reaction with the alkali free accelerators

- fast setting and high early strength development. Blended cement types CEM II or CEM III are increasingly used for sprayed concrete. These cements give a challenge to achieve required setting and early strengths. Cement content and accelerator dosage has to be increased compared to the use of CEM I based mixes. Some of the blended cements have very slow setting and therefore they are proven difficult when used for sprayed concrete. As with 98-octane grade gasoline being needed for a sports car to accelerate and perform, the same is with sprayed concrete; The setting and early strength performance require a highly active clinker (like pure Portland cement).

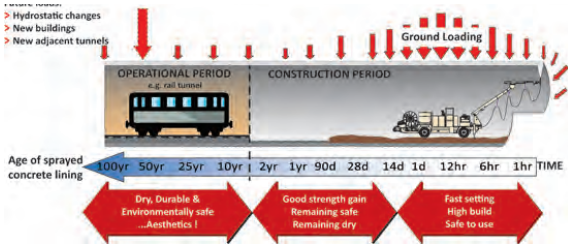



*Figure 21: Loading behaviour on Sprayed Concrete Lining over time*

It is important to do laboratory tests with the cement and alkali free accelerator to check the reactivity before final type and materials are selected for the mix. The first screening is done by simple Vicat mortar test as per Table 3.

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Initial set** | < 2 min | 2–5 min | > 5 min |
| **Final set** | < 4 min | 5-8 min | > 8min |
| **6-hour strength** | > 3 MPa | 1–3 MPa | < 1 MPa |
| **24-hour strength** | > 15 MPa | 10–15 MPa | < 10 MPa |
| **Rating** | good | acceptable | not acceptable |

*Table 3: Vicat mortar test criteria (according to EN 196, EN 480)*

After this test and screening it is recommended to take the best combination of cement and alkali free accelerator and do a spraying pre-construction test to check the workability/pumpability and ability to spray required thickness overhead. Early strength and 28 days in situ core samples must be tested.

### 4.10. SPRAYING EXECUTION

In normal concrete it is important to compact the concrete well with use of vibration in order to have homogenous high-density concrete giving the required strength and durability. In sprayed concrete the nozzle and added air works as the vibrator to secure good compaction (i.e. density) and quality. Therefore, it is very important to have a well-designed nozzle and enough air supply. **For high capacity robotic wet sprayed concrete at least 12 m³/hour with 7bar** is needed to ensure good quality and compaction. Any lower volume or air pressure will reduce quality (i.e. density, strength and durability. (Refer to Figure 44). Correct density for applied sprayed concrete should be in the range of 2.3-2.36 kg/dm3. Enough air and correct nozzle have a positive impact on reducing the rebound. This is opposite to the belief that less air gives lower rebound. Around the world the wet mix sprayed concrete is still sprayed with too little air and pressure resulting in low quality of applied sprayed concrete.

### 4.11. AFTERTREATMENT AND CURING

Sprayed concrete needs the same treatment as normal casted concrete. In construction it is always made sure that after placing concrete it is properly cured with sheets, water applied or curing agents. Aftertreatment and curing equally important to sprayed concrete but unfortunately very seldom done. Good bond and limited or no cracks are the most important parameters for use of sprayed concrete as rock support method. These affect also to the safety.

Tunnels and other underground construction projects present the worst conditions for curing of sprayed concrete as ventilation blows continuously dry (cold or hot) air into the tunnel. It can be compared to concrete which is constantly exposed to winds. One would think that tunnels have ideal curing conditions with high humidity (water leakage), no winds and no exposure to sun. However, this is not the case. Curing is one of the basic and most important jobs in sprayed concrete application because of the large cement and water content of the mix and the high potential for shrinkage and cracking of the applied concrete. Another reason is the danger of rapid drying caused by heavy ventilation, fast hydration of accelerated sprayed concrete and application of thin layers. Therefore, sprayed concrete should always be cured properly with an efficient curing agent. However, the use of curing agents has several restrictions: They must be solvent-free (use in confined spaces), they must not have any negative influence on the bonding between layers and they must be applied immediately after placing of the sprayed concrete.

The hydration of sprayed concrete starts in a very short time after spraying (in 5 to 15 minutes) due to the use of set accelerators and the curing agent has therefore to be applied within 15 to 20 minutes to protect sprayed concrete at this critical stage. Applying curing agents requires two time-consuming steps: Application of curing agent and cleaning / removal of the curing agent from the sprayed concrete surface between the layers if multiple layers are sprayed. The launch of a new type admixture in 1992 by MBT (Meyco TCC 735) opened a new way to secure proper curing of the sprayed concrete. Later Sika, Mapei and Normet have developed similar type of admixtures. These admixtures are also included in the new EN 934-5 standard as bonding improvers.

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

Bond improver (internal curing) means that a special admixture is added to the concrete/mortar during batching as a normal admixture. This admixture produces an internal barrier in the concrete which secures safer hydration and better resistances than the application of conventional curing agents. The benefits of this new technology are impressive:

- The time-consuming application and, in the case of various sprayed concrete layers, removal of curing agents are no longer necessary.
- Curing is guaranteed from the very beginning of hydration.
- There is no negative influence on bonding between layers.

Because of this optimum curing effect, all other sprayed concrete characteristics are improved: density, final strengths, freeze / thaw and chemical resistances, water tightness, less cracking and shrinkage.

In addition, this technology has positive effect on pumpability and workability of sprayed concrete, even with low-grade aggregates.

It improves the pumpability of steel fibre reinforced sprayed concrete mixes, and the fibre orientation, thus reducing rebound and improving toughness values. A proven technology; the concrete bond improver technology has been tested and used with good results both in laboratories and on big jobsites. Comprehensive research programmes were carried out in Norway (SINTEF), in Switzerland (LPM Institute) and in Austria (University of Innsbruck). Bond strengths were higher than 2.0 MPa with failures discovered only in the concrete and not in the bonding area. Density and mechanical strengths at 28 days were more than 10% higher than in conventionally cured reference sprayed concrete.

*Figure 22: Analogy to what happens to sprayed concrete without curing*

### 4.12 STRENGTH TESTING

Sprayed concrete is concrete but mix design is more demanding. A lot of testing is needed to get the final mix design that meets the specific requirements. The success in wet sprayed concrete is based on a robust and good mix design and correct application.

*Figure 23: Current best practice for early age sprayed concrete strength measurement – Proctor penetration needle and Hilti pull-out method*

The strength grade of sprayed concrete shall be specified according to concrete strength classes C24/30 to C48/60 as specified in EN 206 (see Table 4).

| CHARACTERISTIC STRENGTH (MPA) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **STRENGTH CLASS** | C24/30 | C28/35 | C32/40 | C36/45 | C40/50 | C44/55 | C48/60 |
| **Cylinder** | 24 | 28 | 32 | 36 | 40 | 44 | 48 |
| **Cube** | 30 | 35 | 49 | 45 | 50 | 55 | 60 |

*Table 4: Comprehensive strength classes for sprayed concrete (EN 206)*

To determine that the concrete meets the requirements of compressive strength, the in-situ strength requirements given in Table 5 shall be met. The strength requirements are based on testing of a 50 mm diameter and 100 mm long core and include a 0.85 reduction factor to allow for effects of in-situ coring.

| MINIMUM COMPRESSIVE STRENGTH (MPA) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **STRENGTH CLASS** | C24/30 | C28/35 | C32/40 | C36/45 | C40/50 | C44/55 | C48/60 |
| **Core** | 20.5 | 24 | 27 | 30.5 | 34 | 37.5 | 41 |

*Table 5: In-situ strength requirements for sprayed concrete*

# 4 >> Sprayed Concrete is CONCRETE !

The best way to test sprayed concrete is to drill cores from the wall where sprayed concrete is applied. This gives normally more accurate results than cores drilled from sprayed test boxes. Nozzle angle and distance and compaction of sprayed concrete is better controlled when applying sprayed concrete to the wall. Also, the true picture of the quality and operators' skills are detected. When in situ cores are taken, the density of the cores is one parameter to be checked. This gives a lot of information if the spraying has been done correctly. Is enough air used, has the nozzle angle and distance been right and does the operator possess skills or not. Densities below 2.28 kg/m3 is a sign that something is wrong with application or concrete mix. Spraying into panels with a robot is very difficult and never gives the 100% correct or representative result. The spraying of the panel cannot be done with full spraying capacity and it is difficult to get the right nozzle angle and distance. With too short distance there is the risk to get rebound into the test panel which will affect the quality. For robotic spraying the size of the test panel must be at least 1m x 1m and the panel must be stable to avoid vibration. Spraying on panels 50 cm x 50 cm does not work and should never be done for robot spraying.

# 5 >> Durability of sprayed concrete

The application of sprayed concrete as permanent construction material has grown and at the same time the demand for its durability has increased. The use of traditional accelerators in high dosages has led to serious damaging impacts to the sprayed concrete, even within a short time after its application. The tunnel lining should remain safe and serviceable for the designed life, without the need for a high degree of maintenance expenditure. To attain durability, the designer needs to assess the structure's exposure to environment during both construction and operation. Structural degradation normally occurs with unforeseen environmental changes. The term durability may be related to structures that are designed to resist loads during a construction period before a secondary lining is placed. However, more often, with the use of sprayed concrete for permanent single shell linings, the durability of the concrete should consider a design life of 100 years or more.

For sprayed concrete to be considered as a permanent lining material, either as a primary lining or a subsequent secondary lining inside a membrane system, it needs to be designed against three mechanisms that can negatively impact the durability of sprayed concrete, namely chemical attack on the concrete itself, steel reinforcement corrosion, and unforeseen ground movements such as from new adjacent future tunnelling activities or large building surcharges etc. (Figure 24 below)

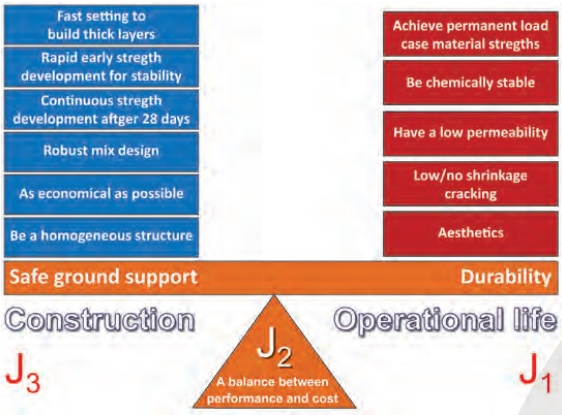



*Figure 24: Parameters affecting sprayed concrete durability*

### 5.1. SPECIFICATIONS AND GUIDANCE

Unfortunately, too often in the sprayed concrete industry, specifications and guidance documents tend to be" cut and pasted «for new contracts year after year, without much in-depth study of the current state of the sprayed concrete business. The recent advancements in wet-mix sprayed concrete has provided an opportunity to re-examine the "old" specifications, and now new documents are emerging which reflect the current state-of-the-art in sprayed concrete technology (e.g. the EFNARC European Specification for Sprayed Concrete 1996, EN 11487-1, ITAtech reports and guidelines).

### 5.2. CONSTRUCTION COMPETENCE

The construction team should be made aware of the design elements that are key factors in determining the safety and durability of the tunnel structure. To ensure the quality of the concrete lining, quality control systems should be sufficient to control production. It is essential that communication between the design and construction teams is maintained from the pre-design phase to the completion of the project in order to advance the above processes.

**Remember: "Wet Mix Sprayed Concrete is Concrete"**

# 6 >> Spraying Equipment

## 6.1 HISTORIC DEVELOPMENT

Operating sprayed concrete equipment is one of the most demanding tasks in underground mining and tunnel construction. Experienced and skilled operators are becoming more and more difficult to find. The quality of the sprayed concrete application can vary significantly from one operator to another, hence finding skilled operators is critical, and the correct equipment for the specific purpose, and the need to develop equipment that reduces the impact of human influences on the final product.

Parallel to the material technology development there has been a constant innovative development in the equipment sector to produce machines suited for the new products and that are adaptable to the everchanging conditions in the construction business. The result is a wide range of machines that cover all sprayed concrete works: from huge tunnelling jobs with large quantities of concrete to be sprayed, down to small volume repair works. Independent of size and scope of the equipment, one thing is common: the tendency towards integrated and automated systems. Integration and automation ensure improved production output, consistent and controllable quality, as well as safer and more operator-friendly working conditions.

The first dry-method robot for commercial spraying was developed by Stabilator Sweden in the sixties. The robot was used worldwide on their projects. This was a major step in terms of increasing capacity, improving work safety and environment for the operators. The use of robots also improves the quality and reduces rebound and waste because a robot will not get tired, and positions the nozzle where it needs to be. Manual spraying is a tough and hard work. Manual spraying cannot be done with wet mix sprayed concrete because of the weight of the hose filled with concrete. Stabilator was the leading global company in sprayed concrete up to the seventies and increasingly developed sophisticated robots and delivery systems (e.g. Trixer unit to mix cement and sand in the tunnel) for dry spraying method. (Refer Figure 25)

*Figure 25: Stabilator dry spraying robot from 1960s (photo Ola Woldmo)*

When the wet spraying method was developed, and its use was started in Norway in the seventies the spraying was first done manually with a small ball valve pump Putzmeister P13 or KK215 (Refer Figure 26). It was soon evident that a robotic arm and another type of pump was needed to increase capacity, improve quality and the working environment.

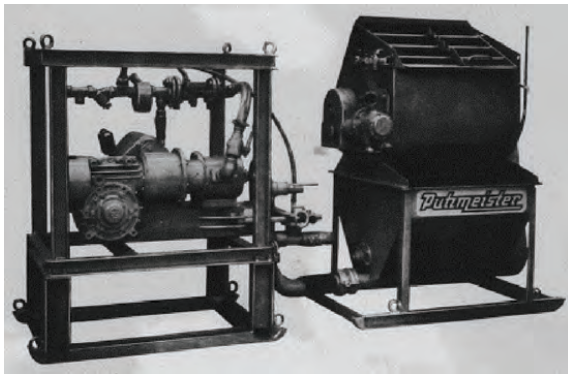



*Figure 26: Putzmeister P 13 small ball valve pump used in Aurland, Norway 1971-77. (Photo Knut Garshol)*

The first robotic arm was mounted on a normal tractor with a standalone pump on a trailer. The first integrated full compact robot was developed in Norway by the contractor Tor Furuholmen in cooperation with AMW (Andersen Mek. Verksted AS). It was used on a large wastewater cavern project outside Oslo in 1977. The robot arm was mounted on a Cat 944 carrier. A high capacity mono pump (capacity up to 20 $m^3$/hour– from Montanburo S8) was mounted on the back, and accelerator was fed to the nozzle from a pressure tank with a pressured air stream. Air to the nozzle was taken from an external system. (Refer to Figure 27) This robot could easily operate with an output capacity of 20$m^3$/hour with <10 % rebound. The results were revolutionary and a major step for wet sprayed concrete use in Norway. The robot was very sophisticated and ahead of its time. Later the robot has been updated and improved. Similarly configured spraying robots were developed by Putzmeister in the eighties.

*Figure 27: Furuholmen spraying robot on a CAT 944 carrier from seventies. (photo: T. Furuholmen)*

# 6 >> Spraying Equipment

Another important player in the Norwegian sprayed concrete market was Hoyer Ellefsen and with their very innovative and forward looking engineer Hans Petter Thorsteinsen He developed in the early eighties very mobile robots based on truck chassis to be flexible and be mobile from site to site (Refer to Figure 28, 29). He founded his own branch inside Hoyer Ellefsen Robocon to develop and contract sprayed concrete. Robocon went outside Norway with its equipment and systems were sold to Chile, US, Israel and Saudi Arabia.
Robocon was the first company to integrate air compressor with the robot.

It was a race between Robocon and Furuholmen where I headed the sprayed concrete division to develop the best equipment and mix design. The Norwegian championship in sprayed concrete) was a competition that drove innovation in the industry and put Norway as the leading player in wet sprayed concrete and led to the use of fibers, silica fume and various new generations of admixtures.

*Figure 28: The Robocon "cabriolet", the spraying robot from eighties based on truck chassis (O. Woldmo/Robocon)*

*Figure 29: Truck based Robocon spraying robot from nineties with a video camera to record rock (O. Woldmo/Robocon)*

Putzmeister built a machine named "Buffalo" with two large booms and two concrete pumps on a crawler chassis for the major road tunnel project in Wurzburg, Germany. This was not a big success and was taken out of their offering. (Refer Figure 30).

*Figure 30: Putzmeister Buffalo spraying robot with two separate robotic spraying booms and concrete pumps (Source Putzmeister)*

### 6.2. STATE-OF-THE-ART SPRAYING EQUIPMENT

The trend recently has been to build complete and compact spray mobile machines for all types and sizes of tunnel and mining operations. The robots normally include fully articulated spraying booms, a compressor, concrete pumps, integrated dosing system, remote control and accelerators tanks. The addition of compressor is critical to guarantee high quality and low rebound spraying (<8%). With sprayed concrete a lot of air is needed in the nozzle to get compaction and dense concrete. Minimum requirements are 12 m3/min and 7 bar for high capacity robot spraying. Some suppliers promote spraying robots with 6 m3/min compressor. This is not sufficient capacity to produce dense and quality sprayed concrete and will result in more rebound. In Scandinavia today, most contractors use fully integrated and self-propelling spraying robots mounted on 3 or 4 axels truck chassis. These robots can be driven on normal public roads as a truck and are very mobile and flexible. They are equipped with low pulsation special designed sprayed concrete pump (such as Norstreamer) with integrated dosing system, 12 m3/min compressor, high pressure washing system, automatic hose and pump washing system, Reco Drive to move the truck using the remote control and with a long reach spraying boom, with smart spray systems to help the nozzlemen be more efficient. All the equipment is powered by the power taken off from the truck or via external electricity cable (hybrid system). Typically, these sprayers are operated by one person and have practical spraying capacity outputs of 25m3/hour with 5-6% rebound. An example is the Normet NorRunner launched in 2013 as shown in Figure 34. NorRunner is the longest reach sprayer in the world with 17m long reach. Lately Normet has developed for the

# 6 >> Spraying Equipment

Japanese market a special sprayer and arch lifter in the same machine – Normet Zeus with 5 booms. These machines are in operation in Japan as shown in Figure 35.

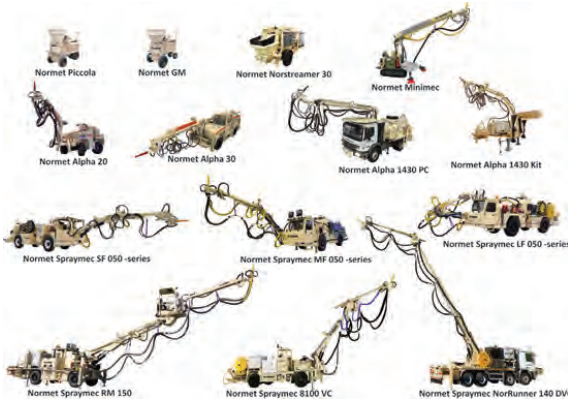



*Figure 31: Normet spraying equipment for any type of tunnels in underground mining and construction*

*Figure 32: Modern Tunnelling sprayer- Spraymec 8100 hybrid with compressor 12m3 /min*

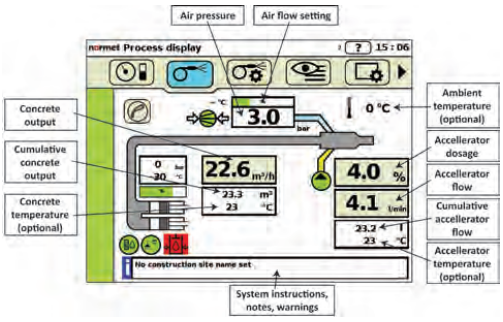



*Figure 33: PIC Display –recording all of function of the spraying equipment and Pump*

*Figure 34: Normet Spraymec NorRunner 140 DVC is the biggest mobile sprayer in the world*

*Figure 35: Normet Zeus- 5- boom sprayer, working platform and arch-lifter in tests at the Normet factory before delivery to Japan*

*Figure 36 typical: Remote controls; wired and wireless. On top the wireless remote control for Spraymec with SmartSpray (Normet)*

# 6 >> Spraying Equipment

Different special application of sprayed concrete and equipment designs for shafts and hard rock TBMs (Refer Figure 37 and 38)

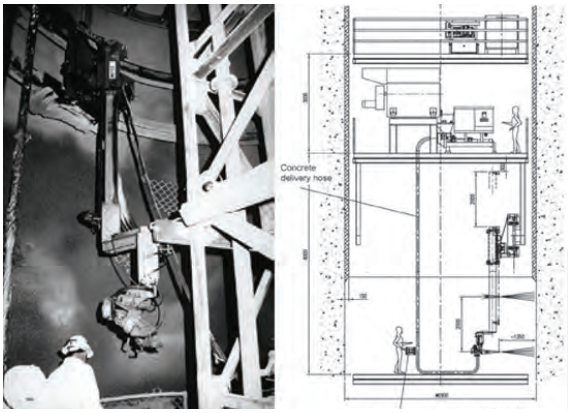



*Figure 37: Example of a MEYCO® spraying manipulator for shaft sinking (Source Meyco)*

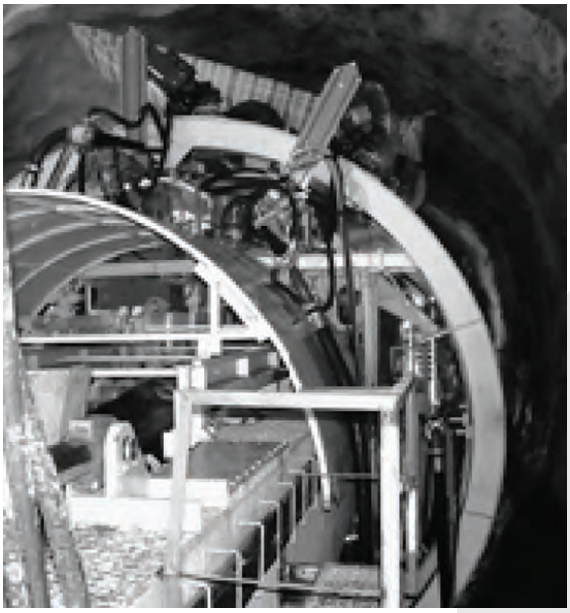


*Figure 38: The MEYCO® Robojet spraying manipulator is integrated into a large diameter TBM (Source Meyco)*

## 6.3. NEW DEVELOPMENTS

The target for equipment development is to ensure the quality of the sprayed concrete is to reduce the dependency on the skill of the operator – to improve both safety and quality. The SmartSpray System by Normet is a first step towards developing a spraying machine capable of fully automated sprayed concrete placement. Traditional control of a spraying boom means that every boom position and nozzle orientation is separately controlled by the operator to achieve the desired result. The spraying quality of concrete in place and even longevity of the machine can vary greatly between operators. The need for improved performance prompted Normet to design and build a fully automated spraying system. Normet's Spraymec family is currently available with SpraySmart System as an option. Current version includes two features to assist the operator—coordinated and point to-point control modes built on top of the standard boom control system—allowing the machine to be operated in either a semi-automated or traditional control mode.

With point-to-point mode, the operator defines a line between two points. Once activated, the spray nozzle automatically follows the defined line. If the nozzle angle is locked, it is automatically retained in position against the tunnel profile. The operator only has to move the boom to the next position needed for spraying. Nozzle position can be fine-tuned, and controls overridden manually if needed.
The next major step is fully automatic wet mix spraying system. Meyco, today part of Epiroc, launched the first fully automatic spraying robot in 2000 (Meyco Logica) and Smart Spray point to point spraying in 2003. The machine is equipped with a scanner and capable of spraying without any operator involvement. The system works based on the scanned data from the area to be sprayed. Once the machine has been positioned and stabilized at the required location, the spraying area is scanned. Automatic spraying is possible by defining the additional parameters of speed and row gap. The operator only has to mark the desired spraying area. The machine performs the spraying process fully automatically, at constant speed, spraying distance and angle along the surface. In order to override the automatic mode, the operator simply activates semi-automatic mode by using the joystick. As soon as the operator releases the joystick, the spraying process will continue in the automatic mode.

## 6.4 CONCRETE PUMP FOR WET SPRAYED CONCRETE REQUIRES A SPECIAL DESIGN

The concrete pump is one of the most essential and important parts of wet mix sprayed concrete application.

The professional applicators trust in double-piston pumps because of their robustness and high capacity in wet-mix spraying. To ensure even spraying, the latest equipment developments aim at producing a constant, pulsation-free conveyance of the wet-mix from the pump to the nozzle. Standard high output concrete pumps have a lot of pulsation produced by a long interval between piston strokes, with only air and accelerator being blown to the rock surface – without concrete. This results in banded concrete layers with low bonding and

quality (not homogenous) as seen in Figure 40 and Figure 41 . High-quality sprayed concrete needs an even and homogeneous stream of concrete with minimal pulsation and maximum 30m3/hour in output capacity. Outputs higher than this cannot be sprayed in a proper and controlled manner. (Refer Figure 43) Normal concrete pump should not be used for wet mix sprayed concrete, due to big pulsation

By launching the Meyco Suprema in the early nineties, Meyco set a new standard via introduction of the first ever sprayed concrete pump with minimal pulsation. The pump has an electronically controlled push-over system that is integrated into the output adjustment. This arrangement minimises the pulsation of the material flow – hardly noticeable at the nozzle. An integrated memory programmable control system (PLC) supervises, coordinates and controls all functions of the machine. The PLC system allows checking and controlling of operational information (dosing quantity, concrete output, etc). The data can also be downloaded and analysed separately using Meyco DOSA TDC® data system. This system guarantees exact regulation of dosing relative to the spraying volume. In 2010 Normet developed and launched their own Norstreamer low pulsation pump with similar features, PLC control of concrete cylinders, integrated dosing system and new improved features like temperature control and measurement of concrete, air and accelerator temperature. This data is very essential to monitor setting and early strength. (Refer Figure 33, Figure 39 and Figure 41).

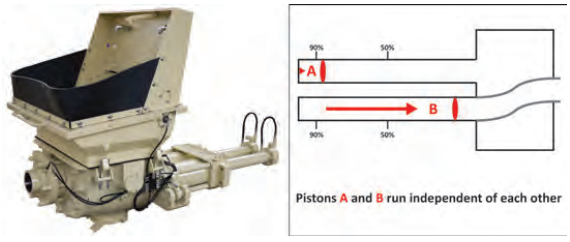



*Figure 39: Normet NSP 30/40 low pulsation sprayed concrete pump with PLC and integrated dosing system for accelerator*

*Figure 40: Pulsation will result in layering effect in the applied sprayed concrete*

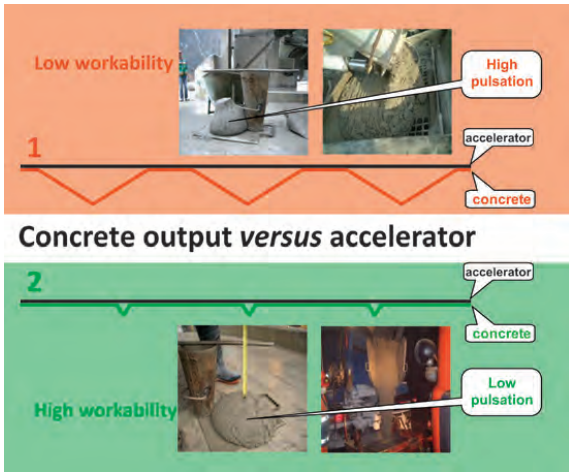



*Figure 41: Low workability of sprayed concrete causes low filling ratio of concrete pump cylinders which results in high pulsation when spraying and therefore reduced quality and higher cost*

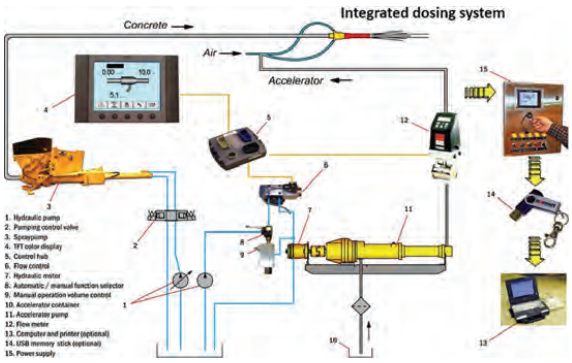



*Figure 42: Integrated accelerator dosing system with storage of data*

# 6 >> Spraying Equipment

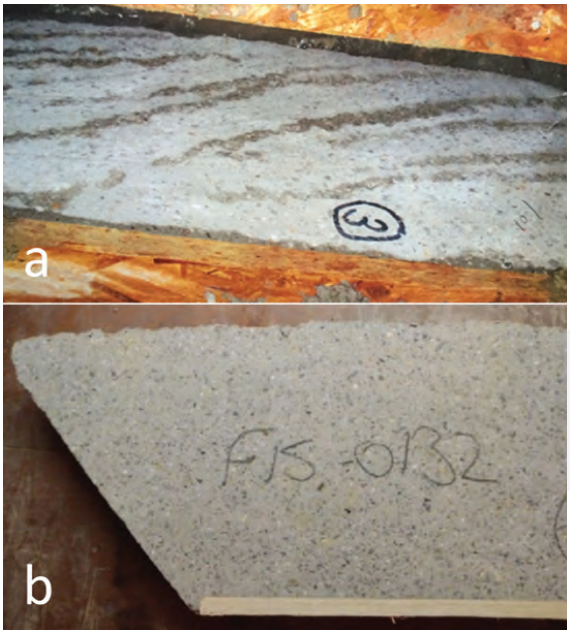



*Figure 43: (a) wet mix sprayed concrete produced through standard sprayed concrete pumps with pulsation; and, (b) latest technology sprayed concrete pumps with minimal pulsation (RISPIN, MYRDAL, KLEVEN & DIMMOCK 2017)*

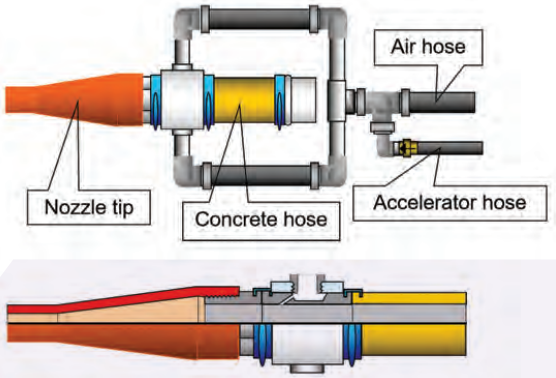



*Figure 44: Nozzle set-up and air & Accelerator supply*

### 6.5. NOZZLE DESIGN IS THE CORE OF WET MIX SPRAYED CONCRETE APPLICATION

The nozzle system is an important part of the spraying equipment. Nozzles essentially contribute to providing:

- Lower rebound
- Improved bonding
- Improved compaction through:

Proper mixing of accelerators / activators and air from a safety point of view, it is important that wet-mix spraying hoses and couplings are of the highest quality. They should be high pressure tested and certified and should not be compromised with wrong component or under rated pressure couplings and lines.

Best practice in nozzle design is to ensure a thorough and efficient mixing of the compressed air and the liquid set accelerator entering the turbo section before the nozzle as shown in Figure 44. The nozzle tip shall be designed to a concentrated focused flow and not spreading too much. Worn nozzles must always be replaced as the negatively impact concrete quality by improper compaction.

# 7 >> The rise of the nozzleman

Operator training and standards for sprayed concrete have interested me since I started my career with sprayed concrete in 1976. Since then I have been very active and dedicated much time to raise the understanding of sprayed concrete and worked on national and international specifications, best practice guidelines and nozzleman training programs. I have been involved in EFNARC from 1990 to 2016 including four years as President. I have also been a member of EN workgroup for the new sprayed concrete standard EN 14487-1 and EN 934-5 and one of the founding members of ITAtech in 2011.

30-40 years ago, sprayed concrete was seen as dirty and unattractive work and with no qualification requirements. This is unfortunately still the case in many markets worldwide.

Sprayed concrete is a crucial part of rock support and safety. The nozzleman or operator is one of the most important links in the chain to produce safe, high quality, durable and environmentally friendly sprayed concrete. The final impact on quality and performance lays in the hand of the operator. The best mix -design and the best equipment does not help if spraying is not done properly. (Refer Figure 45) Spraying is a complex process. Qualifications and understanding of the principles of sprayed concrete and rock support is needed to maximise quality and minimise rebound. The final result depends on correct angle, distance, accelerator dosage and movement of the robot- arm amongst other factors.

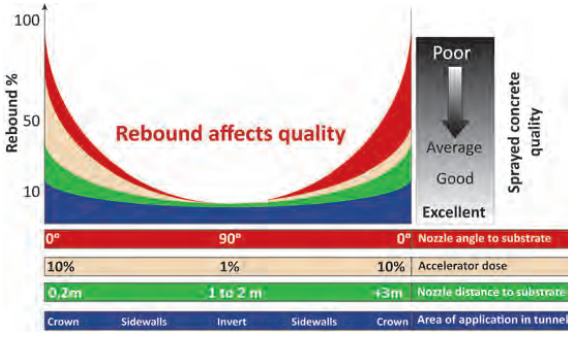



*Figure 45: Spraying factors that influence quality and rebound*

Bringing wet mix concrete into the tunnel is expensive. Therefore, it is crucial that the work is done by qualified operators. Globally there are no standards or requirements for a certification to be a sprayed concrete operator. This differs from all other types of work in the construction industry as an electrician, steel fixer, plumber, welder or machine operator. Hence projects can take employ any person from the population to do the sprayed concrete work! This is still practiced in many projects around the world, where the understanding and acceptance of sprayed concrete remains low. Thankfully, the trend is heading in the right direction, as good guideline is in place in countries where sprayed concrete has got acceptance and good specifications. These countries include for example United Kingdom, Sweden, Norway, Hong Kong, Australia, Norway, Austria, Switzerland, France, and also many major projects worldwide. These countries and projects have requirements that only experienced and certified operators can do the spraying work. Typically, they have established local certification courses and test the operators need to go through and pass. Normally tests include both theoretical (understanding basic principles of mix design and how sprayed concrete works and should be applied) and practical part (spraying). The certification process has both improved the quality of sprayed concrete and reduced the overall cost. The cost reduction is due to lower rebound, higher production and less failure requiring re-spraying. In these projects the sprayed concrete operators have both high status and high compensation. This helps also recruitment – creating a positive cycle.

The need for an internationally authorized cross-border Nozzleman certification scheme in robotic wet sprayed concrete process is urgent. The large construction projects, globally operating tunnelling and mining contractors and big mining companies increase the quality requirements of the spayed concrete. Lining structures are growing both in tunnelling and mining industry while the use of sprayed concrete in underground works is growing all the time.
The EFNARC Nozzleman Certification Scheme has been developed to answer that need. The Scheme is flexible as it operates through Examiners that can travel and assess experienced Nozzlemen for their theoretical and practical skills at their workplace wherever they are. Quality is ensured by certificate revalidation after every 3 years. The first course and certification were done in 2009 in Hagerbach test gallery in Switzerland. The EFNARC scheme is now endorsed by the ITA.

The course lasts two and half days including both theoretical and practical part with exam on both. The exams need to be passed to get the certification.
The certification should be mandatory in all projects globally and part of any local standard. I strongly recommend using the EFNARC scheme as it is purpose made for robotic wet sprayed concrete for rock support by the global leading worldwide sprayed concrete experts.

For more info see website: www.EFNARC.org

ITA/ITAtech and ITACet should play an active role in training and certification. They should also work with the member nations, local bodies and customers to promote nozzleman training and certification and make sure the regulation and practice are in place.

### 7.1. COMPUTER SIMULATION THE FUTURE TRAINING TOOL

Virtual reality computer simulations are more than tools to speed up learning process and save money. They are all about effectiveness. Having more highly skilled employees is what the future is all about.

# 7 >> The rise of the nozzleman

Sprayed concrete simulators are currently offered by several of the global suppliers of sprayed concrete equipment and construction chemicals. The simulator is an efficient tool to learn and practice the spraying operation of the control units and to do virtually spraying. (Refer Figure 46) There is no risk of machine damage from errors or no material consumption nor accident. The training environment is environmentally friendly and stress-free enabling quick learning and understanding of the principle of sprayed concrete. The simulator is a good way to test if somebody new is at all capable of learning to become a qualified operator before he/she is put into real work. This saves time and money.

For experienced operators it is beneficial to put them through simulator training and test to see their abilities and areas for improvement. The modern simulators work with real machine control systems from the spraying machine and virtual 3D tunnel profile. The simulator measures the thickness, rebound, drop out, accelerator dosage, concrete capacity etc. After spraying you get a report of the work. The simulator is the best way to attract young people to become interested in being a sprayed concrete operator. At Normet, we have completed over 500 simulator trainings with people over a couple of years. The results show that we on average could improve operator efficiency of the applied concrete by over 23 % (less rebound, less drop out, less accelerator consumption and higher capacity) – quite an achievement!

Simulator training should be obligatory as part of the operator training and test/certification. There should be a requirement for minimum hours in the simulator and with passed test before the certification and real spraying, and in the UK they have built this into enabling operators to move faster towards EFNARC training and accreditation. Every operator, new and old, should go through simulator training once a year to be checked of their capabilities and competence.

*Figure 46: Normet concrete spraying simulator – Top: the "cave", or Bottom: Virtual Reality Headset approach*

# 8 >> Future development

The computer-controlled systems on the spraying robots has enabled machine producers to further develop and offer mine owners real time monitoring of their sprayed concrete operations. However, recently the trend in tunnelling projects that have a focus on daily control, is that the machine data analysis is now done either by USB download from the machine or, in more advanced projects, via real-time data transfer by wireless local area networks in the mine or tunnel project. As with all monitoring systems, the value comes from processing the data to enable informed decision making to improve the sprayed concrete process underground. Availability of as-built data and process information are crucial as the industry increasingly adopts Building Information Modelling (BIM). There is demand in the future for different machines to communicate and share data among each other in order to improve efficiency and avoid doing the same operations and measurements several times. Information exchange gives tremendous time and economical savings. The drill jumbo makes the scanning, provides information about the rock conditions ahead, water, other weak zone etc that require special precautions for support. The data is shared with the charging machine and spraying robot. This will save the scanning operation before spraying, as the profile has already been scanned by the drilling jumbo. The systems are in place today, but the different suppliers need to agree to cooperate and build open source systems that can communicate with each other.

## 8.1. SCANNING

To improve safety, and to fulfil the requirements of the sprayed concrete lining specifications, scanners are introduced to the sprayed concrete equipment to monitor and control applied thickness. Current capabilities include the ability to measure and monitor sprayed concrete thicknesses real time and transfer data to site office teams via wireless LAN networks as indicated in Figure 48. This is area is still being developed. Accuracy, simplicity in use and, last but not least, the time taken for scanning sprayed concrete and excavation profiles will be significantly improved in the near future, with plots being available underground within minutes, as per the example output illustrated. The goal is that the scanning should only take less than 5 min per scan.

Normet is working to enhance software and measurement systems capabilities to provide automated spraying equipment that can even spray to exact specified design profile as indicated in Figure 47. This would be very valuable for single shell lining construction.

The spraying robots can be fully automated in the future. Scanning data is critical in automation. Automation will promote and increase the use of Single Shell lining with sprayed concrete. In next 5 years we will, in my view see projects where spraying operations and the concrete logistics are carried out remotely without people at the face. The sprayers and trans mixers are self-driving and controlled remotely from above ground. The new scanning technology and fully automatic spraying make this possible. Remote controlled driving is already well developed and in use in mining operations for hauling and loading. This will be the new and improved way to make the tunnelling and underground work both safer, better work environments and more attractive for young people. Self-driving equipment can as well operate more accurately in narrow tunnelling without any damage or collision risk and this give better utilization and reduced cycle time. Hence, tunnels can be built faster. In our industry the big cost driver is time – **Time is Money**

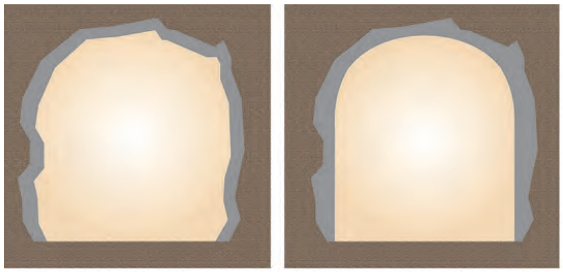



*Figure 47: In the future automated spraying equipment can spray the exact specified designed profile*

*Figure 48: Future excavation and sprayed concrete scanning development, illustrating interfaces between nozzleman's real-time remote-control display and wireless LAN data transfer between spraying machine and outputs being sent to office for analysis and QC record ( Normet)*

# 8 >> Future development

## 8.2. BATTERY DRIVEN SPRAYER

Equipment plays a critical role in reducing $CO_2$ emissions in tunnelling and mining, and battery-driven processes are critical to meet this objective. Lately, many leading global suppliers have introduced battery powered equipment for different underground processes – drill jumbos, loaders, utility vehicles etc with the first of Normet's battery-powered charging machine was demonstrated in June 2019. At Bauma 2019 Normet launched a fully battery-driven portfolio and show cased a battery driven sprayer Spraymec 8100 VC Smartdrive. It has all the same features as diesel-powered Spraymec 8100 VC, only the diesel powerline is replaced with a battery as shown in Figure 49. The machine can be equipped with the latest scanning system, SmartScan, and assisted spraying technology, SmartSpray. Several machines are already heading for major tunnelling projects.
Battery powered equipment purchase price is higher than traditional diesel engine powered equipment due to the high battery cost. Battery technology is developing rapidly, driving the battery cost down. The business case is attractive already today. Productivity is increased, as battery-driven equipment moves faster uphill than diesel-powered. Additionally, savings in diesel, maintenance, cost of engine and driveline and saving in ventilation cost mean that the payback time for additional investment is short.

*Figure 49: Normet EV SC 8100 – fully battery powered and electric spraying*

## 8.3. SPRAYED CONCRETE WITHOUT CEMENT IN THE FUTURE - GEOPOLYMER

Portland cement has a quite a many challenge

- $CO_2$ emission during manufacturing
- mechanical properties (e.g. low tensile strength, porosity)
- durability (e.g. lack of fire resistance and chemical resistance).

Some of these issues might be solved if a geopolymer binder replaces Portland cement in sprayed concrete. Geopolymers are cementitious materials with three dimensional structures that are formed by chemical activation of Sodium silicate + Low Calcium Fly Ash + Blast furnace slag. Several wastes or by-products, including coal combustion ashes, metallurgical slags, construction and demolition wastes can be utilized for the production of geopolymer concrete and construction components.

Geopolymer has following advantages vs OPC based concrete:

- Eco friendly – 80% $CO_2$ reduction compared to OPC concrete
- Calcium free
- No shrinkage or cracking
- High chemical and fire-resistant (no additional fire protection needed, no spalling
- Good workability

However, 'pure' geopolymers need thermal curing to gain acceptable early age strength. Therefore, geopolymer concrete has typically found its application within the precast industry. To widen the applicability of geopolymer concrete, the engineering properties, particularly in terms of setting time and strength gain at ambient temperatures, need to be improved. An attempt to develop a setting and hardening accelerator for geopolymer concrete cured at room temperature started three years ago in Normet Construction Chemicals R&D (Myrdal & Griffith 2014). Table 6 shows a fly ash-based geopolymer mortar mix design, and Table 7 shows the strength development of this mortar with and without an accelerating admixture at high dosage (10% by weight of fly ash). The early age strength can be exceptionally high, even when cured at ambient temperature. Preliminary tests, not yet published, have shown that these accelerated mortars are very resistant to fire attack (1,000°C) -Refer Figure 50 - and acidic attack (10% sulphuric acid).

| CONSTITUENT | AMOUNT (g) |
|---|---|
| **Standard sand (EM 196-1)** | 1,350 |
| **Low-calcium fly ash (type F)** | 450 |
| **Sodium silicate, $SiO_2/Na_2O$ molar ratio 3.25, 38% solution** | 126 |
| **Sodium hydroxide, 45% solution, 16.6M NaOH** | 54 |
| **Water** | 25 |
| **Superplasticiser, TamCem 11, 42% solution** | 2 |
| **Accelerator, 10% by weight of fly ash** | 45 |

*Table 6 Geopolymer mortar mix design (Myrdal & Griffith 2014)*

| NON-ACCELERATED MORTAR (MPA) | ACCELERATED MORTAR (MPA) |
|---|---|
| **1 hr** | 2.0 ± 0.2 |
| **3 hrs** | 5.1 ± 0.3 |
| **24 hrs** | 8.8 ± 0.3 |

*Table 7: Compressive strength of geopolymer mortar cured at 20°C (MYRDAL & GRIFFITH 2014)*

# 8 >> Future development

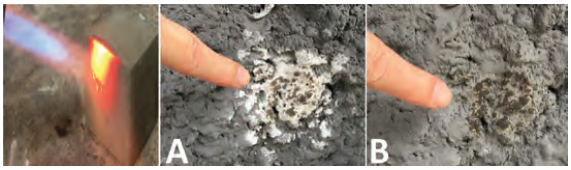



*Figure 50: Effect of propane torch on a 4-5 hours old fly ash grout after 1 min fire exposure (1300°C)*

*A: Immediately after heat exposure (white hot/glowing)*
*B: After cooled down to ambient temperature (dark spots)*

Is this the future of sprayed concrete materials? Is this the answer to reduce $CO_2$ footprint and look for more durable solution? I believe this will be a good solution for the world. The industry must be ready and willing to test in order to develop a user-friendly system that meets all the application requirements. Somebody need to be the first to use it in a project. Solution for sprayed concrete with accelerated Geopolymers are ready, full scale testing needs to begin. Geopolymers are already successfully used in tunnelling for backfill grout behind TBM segment.

### 8.4. TUNNEL DESIGN PROGRESSION

With an ever increasing focus on further efficiencies and the need to reduce carbon footprints, project teams are increasingly developing designs based on the use of permanent sprayed concrete rock support as modern mix design and modern application processes, coupled with the extensive durability research on existing wet-mix sprayed concrete linings from projects in Scandinavia and the UK for example, have shown there are opportunities to design more efficiencies, particularly with tunnel lining thickness.
As shown in Figure 51, a number of technical developments have led to design improvements for sprayed concrete linings, these include:

- An overall improvement in the quality and durability of the sprayed concrete material
- Enhanced concrete durability by replacing conventional steel mesh reinforcement with high performance structural fibres, be they steel or structural polymer varieties
- The use of tunnel scanning technology to ensure the spraying to the correct thickness and tunnel profile leading to the removal of lattice girders and arches
- The development and use of spray applied waterproofing membranes, allowing secondary linings to be sprayed, rather than cast, leading to potentially more slender secondary linings
- Improved materials knowledge leading to more perceptive design solutions, maximizing the bond and beneficial behaviours between layers that make up the lining
- For some structures like metro stations, the use of permanent sprayed concrete has allowed the architects to be more creative with the geometry of tunnels and junctions, and improved "flowable" ergonomic designs that support the mass movement of the travelling public in underground transport systems, resulting in economical design solutions

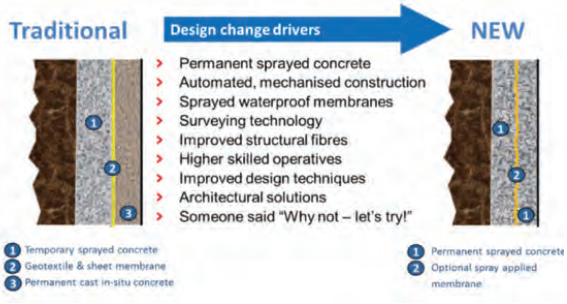



*Figure 51: Design drivers for thinner sprayed concrete linings*

Current thinking for sprayed concrete linings in combination with spray applied waterproof membranes is to simplify the design philosophy and consider all the ground and water loads are acting on a permanent primary sprayed concrete lining and consider "Single shell linings" (Thomas and Dimmock 2017). Whilst the single shell of sprayed concrete will cater for all the ground loads, the water loads must also be addressed.

Current thinking for sprayed concrete linings in combination with spray applied waterproof membranes is to simplify the design philosophy and consider all the ground and water loads are acting on a permanent primary sprayed concrete lining and consider "Single shell linings" (Thomas and Dimmock 2017). Whilst the single shell of sprayed concrete will cater for all the ground loads, the water loads must also be addressed.

This can be achieved using a spray applied waterproof membrane where the adhesive strength of the spray membrane will resist the typical ground water pressures for most shallow (less than 40m deep) tunnels. Inside the spray membrane layer can be a relatively then final coat of sprayed concrete as a protection to the spray membrane and can accommodate fixings for tunnel furniture and also, if needed, act as a passive fire protection layer as indicated in Figure 52.

Modifying sprayed concrete with polymers has a lot of potential. The modified concrete can be waterproof and form a more flexible, crack resistant lining in a single shell design approach. This could be augmented with a sprayable waterproofing final coat that would substantially speed up and reduce costs of major tunnel works adopting sprayed concrete.

Regardless of design philosophy or approach, the reduction in

# 8 >> Future development

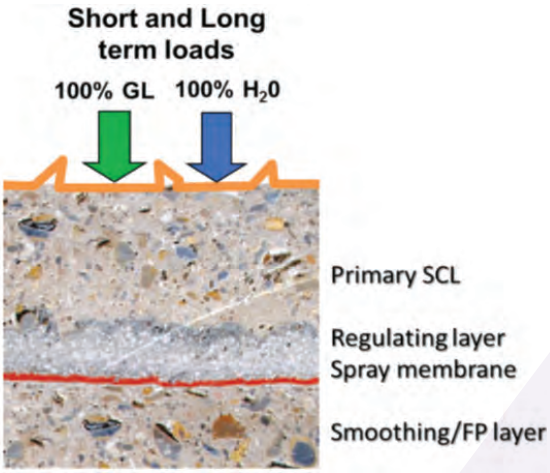
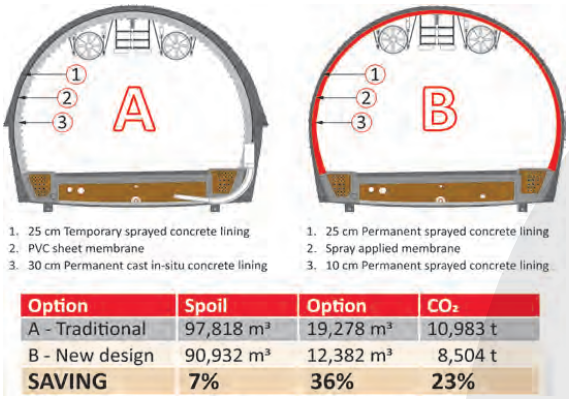



*Figure 52: New design concept for Sprayed Concrete Linings (SCL), (FP = Fire protection)*

the lining thickness with modern load sharing design approaches, reduces significantly the amount of concrete and therefore cement used in tunnel construction. As can be seen in the 1km long twin lane road tunnel example in Figure 53, significant $CO_2$ savings are possible, let alone reductions in excavated material for landfill, and the reduced impact on the local environment from small diameter tunnels.




| Option | Spoil | Option | $CO_2$ |
|---|---|---|---|
| A - Traditional | 97,818 m³ | 19,278 m³ | 10,983 t |
| B - New design | 90,932 m³ | 12,382 m³ | 8,504 t |
| **SAVING** | **7%** | **36%** | **23%** |

*Figure 53: 1km twin lane road tunnel illustrating environmental savings between traditional double shell linings, and new load sharing linings with spray membranes*

# 9 >> Conclusions

- This is a paper for the new young entrants to the wonderful sprayed concrete world, but also for the old hats amongst us, as a reminder of checking and getting the sprayed concrete basics right, and to re-focus our thoughts to develop and maximise this technology!
- Sprayed concrete is concrete – let's increase its use as a robust and flexible building material
- We need to innovate again. Not much has happened since the 1990s. We seem to be only driving incremental efficiencies without any step change in innovation
- The industry needs to up-skill people with training and certification to enhance the credibility of the process by ensuring high quality end results
- Why me? Whether a client, designer or contractor, there is often reluctance to take risk and be first to try new things. Contracts should address incentives for innovative solutions that give improved quality and total cost saving over the life of the structure
- There is a lack of understanding of applied costs and what's important to focus on to drive real savings
- Some green development shoots – Electric vehicle drive, thinner tunnel linings using new material technologies, resulting in substantial $CO_2$ reduction and safety enhancement to match current legislation needs

During the last few years wet-mix sprayed concrete is now globally accepted has become the standard rock support method for almost all tunnel projects as temporary support, but has also been introduced and grown in popularity in the mining industry. It is a large and complex business, on the one hand imposing high safety standards to protect the miners and on the other hand requiring high productivity and output to recover the costs of extracting minerals and ores from far beneath the surface.

Mining puts many difficult demands on sprayed concrete and its application, such as logistics and temperature constraints which with the use of modern admixture and equipment technologies can be overcome.

Sprayed concrete as a building method would have a much larger field of application. However, until today the degree of utilization is unfortunately still rather limited. One of the advantages of sprayed concrete is its flexibility and speed of application. Concrete which can be placed simply with a hose against form work, rock or concrete surfaces, may architecturally and constructively be varied. The only limit is the imagination and the desire for experimentation.

We therefore call upon all contractors, architects, authorities and consultants:

Concrete technology, know-how, equipment and materials exist and may be mobilised to increase the range of our building activities as soon as someone plucks up courage to utilize the building method of the future: Sprayed concrete is concrete!

# 10 >> References


ALDRIAN W, MELBYE T & DIMMOCK R, 2000. Wet sprayed concrete – Achievements and further work. Felsbau. Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling. Vol 18 (2000) No. 6. December 2000. pp16-23.

ATAHAN H & DIKME D, 2011. Use of mineral admixtures for enhanced resistance against sulfate attack. Article in Construction and Building Materials 25(8):3450-3457. August 2011.
BS EN 14487-1:2005. Sprayed concrete. Definitions, specifications and conformity.

BS EN 14487-2:2006. Sprayed concrete. Execution.

BS EN 14488-2 Testing Sprayed Concrete – Part 2: Compressive strength of young sprayed concrete, British Standards Institution, London.

BS EN 196. Multi-sectioned - Methods of testing cement.

BS EN 480-1:2014. Admixtures for concrete, mortar and grout. Test methods. Reference concrete and reference mortar for testing

BS EN 934-5:2007. Admixtures for concrete, mortar and grout. Admixtures for sprayed concrete. Definitions, requirements, conformity, marking and labelling.

BURGE TA, 2001. 'Mode of action of alkali-free sprayed shotcrete accelerators', in ES Bernard (ed.), Shotcrete: Engineering Developments, Proceedings of the International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, Balkema, Rotterdam, pp. 79–85.

DIMMOCK R & MELBYE T, - Modern High Performance Sprayed Concrete -Holistic Approach

DIMMOCK R 2019. Discussion notes, graphics and photographic materials, and internal technical reports.

EFNARC 1996. Guideline and Specification For Sprayed Concrete. Published by EFNARC. ISBN 0 9522483 1X. 1996

EFNARC 2019. Nozzleman Certification Scheme EFNARC C2 Training and Certification Plan. Published by EFNARC. May 2019.
FENNER R, 1938. Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Glückauf, 74, pp. 681-695, 1938.

GRIMSTAD E and BARTON N, 1993. Updating of the Q-system for NMT. In proceedings: International Symposium on Sprayed Concrete. Fagernes 1993, pp. 46-66.

KOMPNEN R 2019. Discussion notes and input on development of the Norwegian sprayed concrete technology and industry.

MELBYE T & DIMMOCK R, 2006. Thermal barriers and fibre concrete – Roles in the passive fire protection of tunnels. Proceedings of the Shotcrete for Underground Support X conference. Published by Engineering Conferences International, September 2006. pp285-297

MELBYE T, 2006. Sprayed Concrete for Rock Support. BASF handbook 11th edition. Published by BASF Construction Chemicals, Zurich, Switzerland. 2006.

MOSLEMI AH et al., 2014. Application of Nano Silica in Concrete for Enhanced Resistance against Sulfate Attack. Published in Advanced Materials Research, Vol. 829, pp. 874-878, 2014

MYRDAL, R & GRIFFITH, R 2014, 'Admixtures for geopolymer concrete: the performance of accelerating admixtures', Proceedings of the 2nd International Congress on Durability of Concrete, paper no. 24, 11 p.

MYRDAL, R 2011, 'Chemical reflections on accelerators for sprayed concrete: past, present and future challenges', Proceedings of the Sixth International Symposium on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, pp. 304–316.

NGI 2015. Using the Q-system. Rock mass classification and support design. NGI handbook published by NGI, Oslo, Norway. 2015.

PACHER F, 1964. Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mitel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmechanik and Ingenieurgeologie, Suppl. I., pp. 149-161, 1964.

PROPEX-NORMET 2017. VSH Normet Internal Report - Test of toughness of fibres in young age sprayed concrete. Switzerland 2017

PRUDENCIO Jr, LR 1998, 'Accelerating admixtures for shotcrete', Cement and Concrete Composites, vol. 20, pp. 213–219.

RISPIN M, KLEVEN O, DIMMOCK R & MYRDAL R, 2017. Shotcrete: Early strength and re-entry revisited – Practices and technology. Proceedings of the Underground Mining Technology conference. October 2017, Ontario, Canada.

RIXOM, R & MAILVAGANAM, N 1999, 'Chapter 5', Chemical Admixtures for Concrete, E&FN Spon, London, pp. 252–265.

THOMAS A & DIMMOCK R, 2017. The design philosophy for permanent sprayed concrete linings. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway.

WANDEVALLE M, 2005. Tunnelling is an Art. Bekaert-Dramix handbook published by NV Bekeart SA, Zwevegem, Belgium. 2005.

WOLDMO O, 2008. The history of Wet Mix Sprayed Concrete from Norwegian Perspective, Sprayed Concrete conference Lillehammer, Norway. 2008.

longrine 04 90 14 48 48 - (22022 - 04/20)

**ITA Secretariat - c/o MIE2** – Chemin de Balexert 9 - CH-1219 Châtelaine (GE) - Switzerland
Tel. : + 41 21 693 23 10 - Fax : + 41 21 693 41 53 - Email : secretariat@ita-aites.org - Web : www.ita-aites.org

**Introduksjon av studenter og fotokonkurranse**

Elin Hermanstad Havik, SVV, Nestleder i NFF og leder av Informasjon og samfunnskontakt

Arve Brekkhus, Byggeindustrien og jurymedlem i fotokonkurransen

Kjersti Kvalheim Dunham, Norconsult og jurymedlem i fotokonkurransen

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# Geologisk mangfold, i praksis?

# Geodiversity, in practise?

Terje Solbakk og Tom Heldal, forskere, Norges geologiske undersøkelse (NGU)

## SAMMENDRAG

Geologisk mangfold er en del av naturmangfoldet i Norge sammen med biologisk og landskapsmessige mangfold slik det er formulert i naturmangfoldloven. Mange vet nå at Geologisk mangfold skal kartlegges og verdivurderes i større konsekvensutredninger (KU) og arealplanlegginger. Geologisk mangfold består i prinsippet av to ulike underkategorier: Et avgrenset område med en gitt geologisk sammensetning omtaler vi som geotop, mens steder med geologisk innhold som har en verdi for opplevelse, undervisning og/eller vitenskap samler vi som geosted under geologisk arv. Men, hvordan kartlegge og verdivurdere geologisk mangfold? Norges geologiske undersøkelse (NGU) har jobbet med temaet i flere år, og her presenterer vi metode og eksempler. Vi vil også snakke om hva som kan være avbøtende tiltak.

## SUMMARY

Geodiversity is a part of the Norwegian nature diversity, together with biodiversity and landscape diversity as formulated in the Norwegian law of nature diversity. It is now common knowledge that geodiversity must be included and value assessed in larger impact assessments and area planning. Geodiversity is divided into two sub-categories. We refer to an defined area with a given geological composition as a geotope, while localities with geology that has a value for tourism, education and/or scientic importance are gathered under the term geoheritage. But, how do one survey and value assess geodiversity? The Geological survey of Norway has worked with this topic for many years and will here present methods and examples. We will also address mitigating measures.

## INNLEDNING, HVA ER GEOLOGISK MANGFOLD

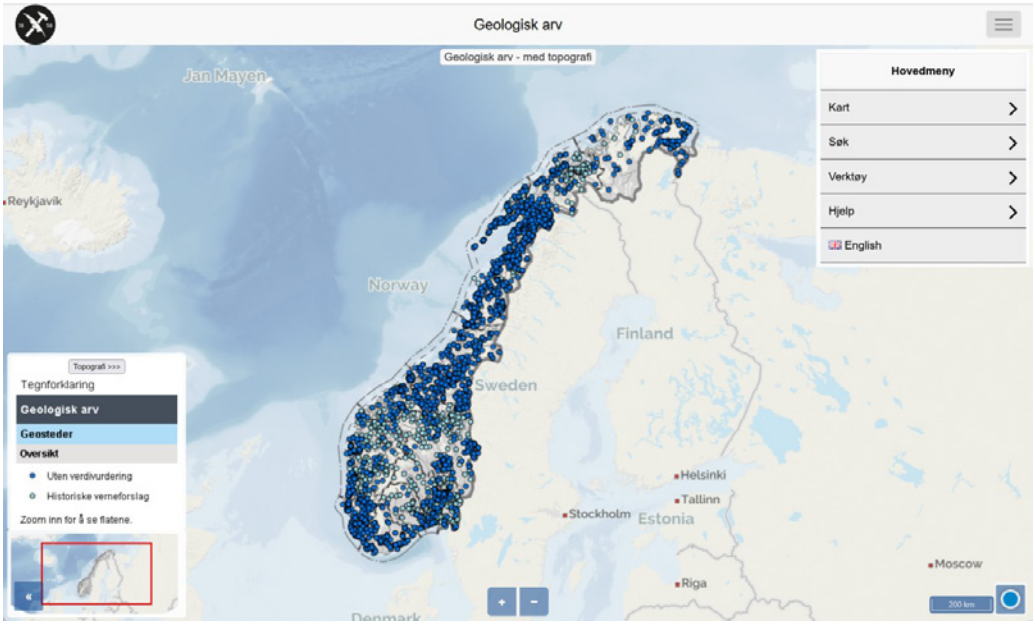
Geologisk mangfold viser frem variasjonen i geologiske forekomster. Skalaen går her fra mineraler til berggrunn, løsmasser, geologiske prosesser og landformer. Vi skiller mellom to typer geologisk mangfold; geologisk arv og geotop. Geologisk arv er den delen av det geologiske mangfoldet som har en spesiell verdi for biosfæren, vitenskap, undervisning og opplevelser. Dette uttrykkes i geosteder som også derfor kan verdisettes. Geosteder er et avgrenset område som representerer en del av vår geologiske arv.. En geotop derimot er et avgrenset område med en bestemt geologisk sammensetning. Geotop er et verdinøytralt begrep, men kan verdisettes ut fra eventuell rødlistestatus og tilstand. Geologisk mangfold tilsvarer det engelske *geodiversity*, mens geologisk arv er oversettbar til det engelske *geoheritage*, og geotop kan oversettes med *geotope*. Det er verdt å merke seg at geologisk arv i Norge brukes om geologi som er *in situ*, mens *ex situ*, i form av bruk som f.eks naturstein eller geologiske samlinger ikke er vanlig å ta med, i motsetning til f.eks Stor-Britannia.

## RAMMEVERK OG HVORDAN NGU ARBEIDER MED GEOLOGISK MANGFOLD

Geologisk mangfold ble tatt med i Naturmangfoldsloven (NN, 2009). I desember 2021

ble geologisk mangfold inkludert som en del av mangfold som skal tas med i større konsekvensutredninger og arealplanlegginger. I tillegg har Stortinget vedtatt et klassifiseringssystem av norsk natur, kalt Natur i Norge som forkortes NiN. Stortinget har også vedtatt at det skal utarbeides såkalte Økologiske grunnkart som en del av kunnskapsgrunnlaget i Norge. 26.september i år kom også Stortingsmelding 35 med handlingsplan for naturmangfold (Regjeringen, 2024), som følger opp Naturavtalen (Kunming-Montrealavtalen) av desember 2022 (Regjeringen, 2023). Her har NGU gitt egne innspill til Stortinget på hva NGU kan bidra med i de ulike indikatorer som er listet i Naturavtalen.

NGU er også utpekt av flere departement å koordinere en egen komite for UNESCO Globale Geoparker i Norge. Høsten 2024 er det fire slike UNESCO Globale Geoparker (UGGs) i Norge; Gea Norvegia, Magma geopark, Trollfjell geopark og Geopark Sunnhordland (NGU, 2023a). I tillegg er en femte geopark, Fjordkysten regional- og geopark, under søknadsbehandling i UNESCO-systemet for å bli UGGs. NGU bistår geoparkenes arbeid med å modne frem geostedene til søknaden om å bli UGGs, til UNESCO internasjonalt.




*Figur 1: Skjermdump av kartdatabasen Geologisk arv. Geosteder er delt i to lag. Mørkeblå punkter er geosteder uten verdivurdering, mens turkise er historiske verneforslag. Fra Hovedmeny i øvre høyre hjørne er det mulig å gjøre en rekke valg i ulike karttema for å lage skreddersydde kart og 3D-visualiseringer. Merk at kartdatabasen ikke gir en endelig oversikt over norske geosteder, men er under kontinuerlig* utvikling.

NGU har etablert egne nettsider som tar for seg ulike temaer for geologisk mangfold og har også egen begrepsordbok (NGU, 2023c). Geosteder samles i kartdatabasen Geologisk arv (figur 1). Geologisk arv er et av datasettene som inngår i Det offentlige kartgrunnlaget (DOK) (Geonorge, 2024). NGUs geologer jobber også med kartlegging av rødlistede landformer, så langt er fem landformer kartlagt helt eller delvis. Høsten 2023 ga Miljødirektoratet ut veilederen M-1941 i revidert utgave (Miljødirektoratet, 2023). Veilederen er ei håndbok som gir geologisk mangfold en utvidet omtale siden temaet er nykommer i KU og arealplanlegging. I tillegg har NGU holdt tre egne

webinarer om verdisetting av geologisk mangfold i KU og arealplanlegging, med 650 unike deltagere. Innholdet i webinarene er samlet i egne videoer som ligger på nett (NGU, 2023b). Gjennom flere Interreg-prosjekter, blant annet i samarbeid med Sveriges geologiska undersökning (SGU), ble det utarbeidet en egen metodikk for verdisetting som i dag brukes for å verdivurdere geosteder. NGU bidrar også med sin fagkunnskap på andre fronter, som f.eks i Norsk geologisk forenings arbeid med den nye boka *Landskapet forteller* (Kaland & Helland-Hansen (red.), 2024).

**Hva kjennetegner et godt geosted eller en geotop**

Et typisk kjennetegn for geosteder er at det er mulig å fortelle en konkret historie om det geologiske innholdet omfattet av geostedet som favner en eller flere av de tre kategoriene. Eksempel på et slikt geosted kan være ei eller flere jettegryter, ei veiskjæring som kutter bergartsflater på en instruktiv måte eller en del av ei større avsetning, f.eks. en morenerygg eller esker. Geosteder er utover de tre hovedtema nevnt i starten delt inn tematisk etter geologisk vitenskapelig interesse og typologi (se tabell 1). Disse hjelper med å beskrive geostedets innhold og utforming.

*Tabell 1. Inndeling av geosteder etter interessetema og typologi*

| **Geologisk vitenskapelig interesse** | **Typologi** |
|---|---|
| Stratigrafi | Punkt |
| Geomorfologi | Areal |
| Sedimentologi | Seksjon |
| Paleontologi | Komplekst areal |
| Mineralogi | Landskap |
| Paleomiljø | Utsiktspunkt |
| Hydrogeologi | |
| Tektonisk | |
| Magmatisk | |
| Metamorfose | |
| Geobiosfære | |
| Geokronologi | |
| Submarin | |
| Geofare | |
| Georessurs | |
| Geokultur | |

Videre så vil vernestatus ofte være indikert, men vern generelt fremgår av kartdata fra Miljødirektoratet.

Geotoper er i dag foreløpig kartlagt med utgangspunkt i prioriteringer av 5 rødlistede landformer: leirraviner, dødisgroper, jordpyramide, leirskredgroper og isranddelta. Data fra disse kartleggingene er foreløpig tilgjengelig via rapporter og utvalgte datasett. Per i dag finnes det 28 landformer på Artsdatabankens rødliste (Artsdatabanken, 2024), disse er valgt ut fra 85 vurderte landformer. Vi kan forvente at vi i fremtiden også vil se flere typer geologiske objekter der. I skrivende stund finnes det ikke geologiske naturtyper med forvaltningsprioritering, men det har NGU tatt høyde for vil komme.

**Verdivurdering av geosteder og geotoper**

I dette avsnittet baserer teksten seg på Angvik m.fl. (2020). Det er etablert en skala som benyttes på tre grupper av verdimål:

- Vitenskapelig verdi: Geostedets betydning for geologisk vitenskap.
- Undervisningsverdi: Geostedets betydning som lokalitet for undervisning i flere

nivå.

- Opplevelsesverdi: Geostedets betydning som attraksjon eller kulturelt viktig sted.

Skalaen er satt opp slik:

- Noe betydning (lokal verdi)
- Middels betydning (regional verdi)
- Stor betydning (nasjonal verdi)
- Svært stor betydning (internasjonal verdi)

I tillegg kan geosteder i teori vurderes som «ingen betydning», men denne brukes ikke av NGU, og eventuelle geosteder med en slik vurdering vil ikke havne i databasen. De tre verdimålene vil ende opp med hver sin skalaverdi. For utdyping av skalaverdiene se NGUs nettsider. Den resulterende, eller totale, geostedsverdien vil bli satt som høyeste verdi av disse tre. Ved en verdivurdering vil det derfor være fornuftig å identifisere hva som vil være høyeste verdi tidlig, og jobbe med denne, og kort nevne de andre. Begrepsordboken utarbeidet av NGU vil være til stor hjelp i arbeidet.

Geosteder som er av betydning for geologisk forskning vil ha en vitenskapelig verdi, for eksempel der hvor banebrytende observasjoner, målinger eller analyser er gjort. Vitenskapelig verdi er viktig for å sikre at geostedene representerer de prosesser og sammenhenger som har skapt norsk natur. Geologisk arv som er et DOK-datasett kan derfor være et «repository» som ivaretar lokaliteter brukt i arbeidet med vitenskapelig artikler. Vitenskapelig verdi blir satt som en funksjon av vitenskapelig kvalitet plottet mot representativitet. Hjelpemidler i dette vurderingen vil være geostedets unikhet, antall (eller påvirkningsgrad av) publikasjoner, om det er en typelokalitet, geostedets integritet og sjeldenhet.

Geosteder som brukes eller har vært brukt i undervisning gis en undervisningsverdi som er en funksjon av undervisningskvalitet mot relevans. Undervisningskvalitet knyttes til geostedets observasjonskvalitet og integritet som forteller hvor tydelig et geosted viser en geologisk prosess/fenomen og om dette kan observeres. Relevans knyttes til læreplaner og pensum.

Opplevelsesverdi vil være en funksjon av opplevelseskvalitet og assosierte verdier. Opplevelseskvalitet forteller om hva som vil være den besøkendes opplevelse, i verdien av økt kunnskap og interesse for natur og geologi. Slike kvaliteter knyttes til om et geosted er estetisk vakkert, imponerende, at geologien tydelig kan forstås (observerbarhet) og at det fremstår helhetlig (integritet). Assosierte verdier vil derfor også være viktig. Assosierte verdier kan knyttes til om landskapet rundt gir en økt opplevelse å oppholde seg i, og om det er kulturhistoriske eller andre verdier knyttet til geostedet. Der hvor kulturhistorie eller andre verdier er i hovedfokus, vil slike bli verdivurdert i andre fagfelt enn geologien, eksempel automatisk vernede kulturminner eller antikvarisk bygningsvern osv.

En geotop kan enkelt beskrives som at den har en «verdi i kraft av å være til». Verdivurdering av geotoper har en noe enklere fremgangsmåte enn geosteder. Det at en geotop er sjelden og/eller truet, er altså det som setter verdi innenfor geologisk mangfold. Utvalg av geotoper hvor det gjøres vurdering av geotopverdi, vil primært være rødlista og prioriterte (og forvaltningsproriterte) naturtyper. Geotopverdi vil være en funksjon av geotopens kvalitet; med «rødlistekategori» plottet mot utforming/tilstand.

Merk at verdivurderingen først slår inn når området inneholder objekter med høy rødlistekategori, som i Truet/kritisk truet, Sårbar, eller Nært truet.

Tilstand er et mål på geotopens evne til å vise en prosess, form, eller et fenomen, og om

tilstanden er intakt eller redusert siden den ble registrert første gang. En landform har en god tilstand hvis den ikke har vært påvirket av menneskelige inngrep. Det er ikke nødvendigvis slik at inngrep automatisk reduserer tilstanden. Avdekking kan føre til bedre observasjoner av geotopen.

I arbeidet med å vurdere en geotops tilstand skiller en altså mellom, fra høyest til lavest:

- Meget tydelig utforming/store systemer, i meget god tilstand.
- Tydelig utforming/system, i god tilstand.
- Middels tydelig utforming/system, med noe redusert tilstand.

Hvis geotopen ikke er truet og har en diffus utforming eller sterkt redusert tilstand, vil den få «ubetydelig verdi».

NGU skal etter forskrift ha slike verdisettinger og registreringer av geologisk arv/geotoper, det betyr at slike verdisettinger skal sendes hit. NGU har etablert egne innsendingsløsninger for eksterne til å benytte i innsendingen.

**Avbøtende tiltak**

Noen ganger vil det være aktuelt med fjerning av et geosted, og da kan det være aktuelt med avbøtende tiltak.

Avbøtende tiltak kan være av flere typer dersom inngrep i et geosted eller geotop er aktuelt. For eksempel kan menneskeskapte geosteder, som veiskjæringer, massetak og steinbrudd være aktuelle for avbøtende tiltak. Et geosted med gode bergartsblotninger kan kanskje erstattes med et annet sted med tilsvarende blotning. En helhetlig oversikt av for eksempel landformer i området rundt kan peke ut andre egnede landformer. Tilrettelegging med parkeringsplasser og annen tilkomst kan bedre geostedets tilgjengelighet. Dokumentasjon, rekonstruksjon eller begraving kan være andre alternativer. Forøvrig vil vi presisere at NGU ikke omtaler hvordan publikum kommer seg til eller skal oppføre seg på geostedet.

**Videre arbeid**

Eksisterende innlegginger i kartdatatabasen gjennomgår nå en kvalitetsheving etter en etablert mal, dette arbeidet er planlagt ferdigstilt i 2026. Pr oktober 2024 er 86 % av de omtrent 2000 innlagte geosteder av akseptabel kvalitet. Videre skal ca 1100 historiske verneforslag tas ut eller konverteres til rendyrkede geosteder, dette arbeidet er 30 % ferdigstilt. Det jobbes også med å strømlinjeforme prosessen med verdivurderinger slik de foreligger i dag. Verdivurderinger av geosteder er i pr høsten 2024 ikke tatt med i kartløsning. Det jobbes med å inkludere verdivurderingene der blant annet med visualisering i et eget verdikart. Det er allerede nå kommet på plass flere kartleggingsløsninger for å sende inn geosteder og verdivurderinger av geosteder og geotoper. Det jobbes med å etablere gode innslagspunkter i samarbeid med Miljødirektoratet for når geologisk mangfold skal vurderes, noe av dette arbeidet er allerede med i M-1941.

**AVSLUTTENDE MERKNAD**

Geologisk mangfold er en del av Naturmangfoldet og skal tas med i større konsekvenstredninger og arealplanlegginger, hvor resultatet av disse arbeidene skal sendes til NGU. NGU har til støtte i dette arbeidet etablert en rekke hjelpemidler for eksterne, i form av egen kartløsning, videoer og annet materiale, samt

innsendingsløsninger.

**Takk til**

Mangfoldsgjengen ved NGU, spesielt Tine Larsen Angvik, Morten Smelror, Rut Helene Langebrekke Eikeland, Siw Taftø, IT- og Geomatikk-seksjonen, og tidligere kollega Rolv Magne Dahl.

**KILDER**

Artsdatabanken (2024). «Landformer», nettside, lenke: https://www.artsdatabanken.no/Pages/259126/Landform

*Kaland, T. & Helland-Hansen W. (red.) (2024). «Landskapet forteller», bok, Norsk geologisk forening. lenke: https://www.geologi.no/faglitteratur-boker/landskapetforteller*

Miljødirektoratet (2023). «Konsekvensutredning av klima og miljø», nettside med veileder M-1941, lenke: https://www.miljodirektoratet.no/konsekvensutredninger

Geonorge (2024). «Geologisk arv», lenke: https://register.geonorge.no/det-offentlige-kartgrunnlaget/geologisk-arv/52a55a3c-bcd2-44d7-ac21-2f4550161937

NN, «Lov om forvaltning av naturens mangfold (naturmangfoldloven)», nettside på Lovdata.no, lenke: https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2009-06-19-100

Angvik, TL; Dahl, R; Erikstad, L; Heldal, T (2020). «NGU rapport 2020.042. Metode for verdisetting av geologisk mangfold i Miljødirektoratets KU-veiledere», rapport, lenke: https://www.ngu.no/publikasjon/metode-verdisetting-av-geologisk-mangfold-i-miljodirektoratets-ku-veileder

NGU (2023a). "UNESCO globale geoparker og verdensarv", nettside om, lenke: https://www.ngu.no/geologiske-ressurser/unesco-globale-geoparker-og-verdensarv

NGU (2023b). «Korte videoer om geologisk mangfold i arealplanlegging og konsekvensutredning», nettside med videomateriale, lenke: https://www.ngu.no/geologiske-ressurser/korte-videoer-om-geologisk-mangfold-i-arealplanlegging-og-konsekvensutredning

NGU (2023c). «Begrepsordbok for verdisetting av geosteder og geotoper», nettside, lenke: https://www.ngu.no/geologiske-ressurser/begrepsordbok-verdisetting-av-geosteder-og-geotoper

Regjeringen (2023). «Naturavtalen i norsk oversettelse», lenke: https://www.regjeringen.no/no/tema/klima-og-miljo/naturmangfold/innsiktsartikler-naturmangfold/naturavtalen/id2986497/

Regjeringen (2024). «Meld. St. 35 (2023–2024) Bærekraftig bruk og bevaring av natur — Norsk handlingsplan for naturmangfold», lenke: https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld.-st.-35-20232024/id3054780/

**Vi besøker utstillere**

Heidi Berg, Trimble og programkomite

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# TUNNELDRIVING MED KRAV TIL UTSLIPPSFRIE MASKINER

*Fredrikke Syversen, Asbjørn Karlsrud, Cato Stoltenberg og Siri Aas Aune*
*Vann- og Avløpsetaten - Oslo kommune*

## SAMMENDRAG

Prosjektet Ny vannforsyning Oslo er den største enkeltinvesteringen i Oslo kommune i nyere tid. Vann- og avløpsetaten er byggherre og har hovedansvaret for at prosjekt Ny vannforsyning Oslo blir realisert på vegne av Oslo kommune.

En vannkilde (Maridalsvannet) og ett vannbehandlingsanlegg (Oset) forsyner i dag 90 prosent av Oslos befolkning med drikkevann. Dette gjør vannforsyningen svært sårbar. Derfor bygger Oslo et nytt vannbehandlingsanlegg på Huseby basert på råvann fra Holsfjorden i Buskerud. Byen vil få to uavhengige vannforsyninger, hver med tilstrekkelig kapasitet til å dekke hele byens behov.

Det overordnede målet i dette prosjektet er å sikre befolkningen i Oslo kommune en tilfredsstillende drikkevannsforsyning, også ved svikt i vitale deler i vannforsyningssystemet.

Byggestart var i 2020. Mattilsynet i Oslo har pålagt Oslo kommune å ha på plass en ny vannkilde innen 1. januar 2028. Da får Oslo en ny uavhengig vannkilde, et nytt vannbehandlingsanlegg og nye hovedvannledninger for drikkevann som fører det rene vannet inn på byens nett. Holsfjorden er Tyrifjordens sørøstre del som strekker seg ned mot Svangstrand (Sylling) i Lier kommune. Vann skal overføres i tunnel fra Holsfjorden til et nytt vannbehandlingsanlegg som vil ligge ved Huseby i Oslo vest. Tunnelen vil i hovedsak gå dypt under dagens terreng og omtales som Råvann i denne artikkelen. Tunnelen som skal føre det rene vannet fra vannbehandlingsanlegget på Huseby vil gå fra Stubberud i bydel Alna under byen til Huseby. Det bygges også en tunnel mellom Oset og Sinsen, samt beredskapsbassenger i Trosterud-området. Dette tunnelsystemet omtales som Rentvann.

I Oslo kommunes klimastrategi er det lagt flere politiske føringer for en grønn omstilling i anleggsbransjen. En av de viktigste føringene er at alt bygge- og anleggsarbeid på oppdrag fra kommunen skal være utslippsfritt eller gå på biogass i 2025. For å imøtekomme dette kravet har VAV stilt en rekke krav til bruk av utslippsfrie anleggsmaskiner i sine tunnelentrepriser.

I denne artikkelen oppsummerer VAV sine krav til bruk av utslippsfrie maskiner i tunnelentreprisene og tilretteleggelsen for bruk av biogass til massetransport. Artikkelen oppsummerer også prosjektets erfaringer med krav til bruk av nullutslippsteknologi etter 2,5 års anleggsdrift. Inklusive erfaringer med massetransport på biogass, lading av maskiner underjord og hendelse med brann i batteripakke i tunnelen.

## SUMMARY

The New Water Supply Project in Oslo is the largest single investment in the municipality of Oslo in recent times. The Water and Sanitation Authority is the client and has primary responsibility for the realization of the New Water Supply Project on behalf of the City of Oslo.

Currently, one water source (Maridalsvannet) and one water treatment facility (Oset) supply

90 percent of Oslo's population with drinking water. This makes the water supply extremely vulnerable. Thus, Oslo is building a new water treatment plant at Huseby based on raw water from Holsfjorden in Buskerud. The city will have two independent water supplies, each with sufficient capacity to meet the entire city's needs. The overarching goal of this project is to ensure the population of Oslo municipality a sufficient drinking water supply, even in the event of failures in vital parts of the water supply system.

Construction started in 2020. The Norwegian Food Safety Authority in Oslo has mandated that the City of Oslo must have a new water source in place by January 1, 2028. By then, Oslo will have a new independent water source, a new water treatment facility, and new main water pipes for drinking water that will bring clean water into the city's network. Holsfjorden is the southeastern part of Tyrifjorden, extending down towards Svangstrand (Sylling) in Lier municipality. Water will be transferred through a tunnel from Holsfjorden to a new water treatment facility located at Huseby in western Oslo. The tunnel will primarily run deep beneath the existing terrain and is referred to as the Raw Water tunnel in this article. The tunnel that will transport clean water from the Huseby water treatment facility will run from Stubberud in the Alna district under the city to Huseby. A tunnel will also be constructed between Oset and Sinsen, along with emergency reservoirs in the Trosterud area. This tunnel system is referred to as the Clean Water tunnel.

Oslo municipality's climate strategy has laid down several political guidelines for a green transition in the construction industry. One of the most important guidelines is that all construction work commissioned by the municipality must be emission-free or powered by biogas by 2025. To meet this requirement, the Water and Sanitation Authority has set a series of demands for the use of emission-free construction machinery in their tunnel contracts.

In this article, the Water and Sanitation Authority summarizes its requirements for the use of emission-free machinery in the tunnel contracts and the facilitation for the use of biogas for material transport. The article also summarizes the project's experiences with requirements for the use of zero-emission technology after 2.5 years of construction works, including experiences with muck transport by use of biogas, charging of machinery underground, and an incident involving a fire in a battery pack in the tunnel.

## INNLEDNING

Prosjektet Ny vannforsyning Oslo er den største enkeltinvesteringen i Oslo kommune i nyere tid. Vann- og avløpsetaten er byggherre og har hovedansvaret for at prosjekt Ny vannforsyning Oslo blir realisert på vegne av Oslo kommune.

En vannkilde (Maridalsvannet) og ett vannbehandlingsanlegg (Oset) forsyner i dag 90 prosent av Oslos befolkning med drikkevann. Dette gjør vannforsyningen svært sårbar. Derfor bygger Oslo et nytt vannbehandlingsanlegg på Huseby basert på råvann fra Holsfjorden i Buskerud. Byen vil få to uavhengige vannforsyninger, hver med tilstrekkelig kapasitet til å dekke hele byens behov.

Det overordnede målet for prosjektet er å sikre befolkningen i Oslo kommune en tilfredsstillende drikkevannsforsyning, også ved svikt i vitale deler i vannforsyningssystemet.

Oslo kommune har satt strenge krav og føringer for å fremme grønn omstilling i anleggsbransjen. For prosjektet er et av de viktigste kravene at fra 1.1.2025 skal alle bygge- og anleggsarbeider på oppdrag fra kommunen være utslippsfrie eller gå på biogass. Kravet var kjent ved publisering av anbudsgrunnlaget for prosjektets tre tunnelentrepriser, og det inntreffer før delprosjekt Rentvann har ferdigstilt tunneldriften. Det har derfor vært

nødvendig å gjøre en rekke tiltak for å sikre at prosjektet imøtekommer kommunens krav til utslippsfri tunneldrift.

Bruk av utelukkende utslippsfrie maskiner og kjøretøy til tunneldriving har så langt vært mer begrenset for tunnelprosjekter enn for gruveindustrien, og det finnes lite dokumentert erfaring fra tunnelmiljøet. I denne artikkelen presenteres prosjektets tiltak for å innfri miljøkravene, samt hvilke erfaringer som er gjort etter 2,5 års anleggsvirksomhet for delprosjekt Rentvann.

## POLITISKE FØRINGER FOR UTSLIPPSFRI ANLEGGSVIRKSOMHET I OSLO KOMMUNE

I Oslo kommune er det lagt flere politiske føringer for å fremme grønn omstilling i anleggsbransjen. Oslo kommune som byggherre har ønsket å være pådriver i gjennomføringen av det grønne skiftet.
De viktigste føringene framkommer av dokumentene listet under.

- Klimastrategi for Oslo mot 2030 (Byrådssak 214/19 av 8.8.2019, bystyrets vedtak 6.5.2020 sak 109 19/01534-2)
- Standard klima- og miljøkrav til transport for Oslo kommunes vare- og tjenesteanskaffelser (Byrådssak 1123/19)
- Standard klima- og miljøkrav til Oslo kommunes bygge- og anleggsplasser (Byrådssak 1091/19)
- Oslo kommunes anskaffelsesstrategi (Byrådssak 1104/17).

Det er gjennomgående for de ovennevnte dokumentene at Oslo kommune skal bruke offentlige anskaffelser som et kraftfullt virkemiddel i arbeidet med å akselerere det grønne skiftet. Under presenteres utdrag fra ovennevnte politiske vedtak som har vært førende for kravene til utslippsfri anleggsdrift, og som er tatt inn i prosjektets anbudsdokumenter (Karlsrud et al., 2022).

I byrådssak 1091/19 som viser til Oslo kommunes anskaffelsesstrategi, jf. byrådssak 1104/17 sitt delmål 2, står følgende:

> *«Oslo kommunes anskaffelser skal gjøre Oslo til en grønnere by. Kommunen skal i all planlegging av anskaffelser ta utgangspunkt i målet om å bli en utslippsfri by. Kjøretøy og bygg- og anleggsmaskiner som brukes i forbindelse med utførelse av arbeid for Oslo kommune, skal som en hovedregel ha nullutslippsteknologi.»*

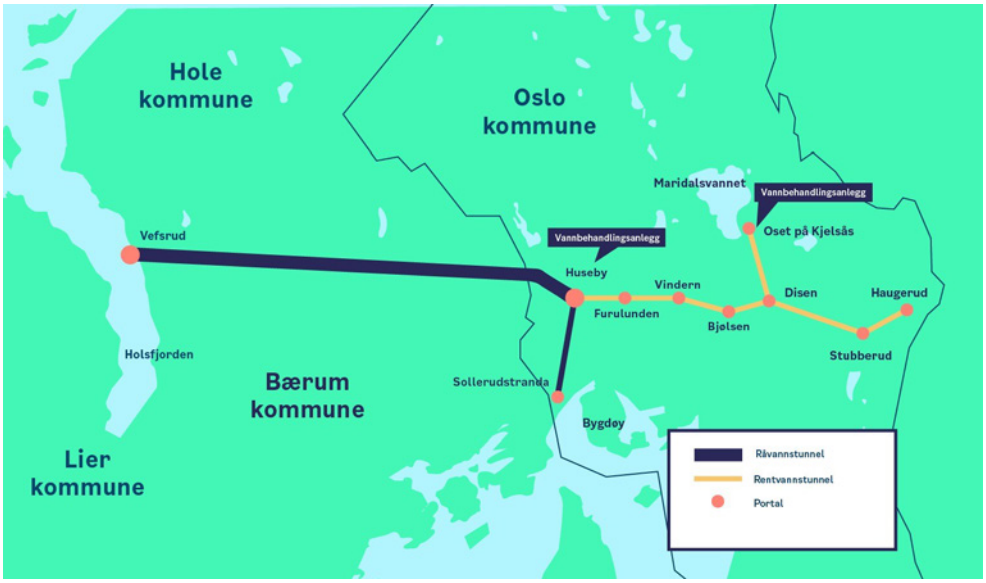
I byrådssak 214/19 «Klimastrategi for Oslo mot 2030» står det om Satsningsområde *7 Bygge- og anleggsvirksomheten i Oslo skal bli fossilfri*, deretter utslippsfri innen 2030, at byrådet vil:

- "At alt bygge- og anleggsarbeid på oppdrag fra kommunen skal være utslippsfritt eller gå på biogass i 2025. Kommunens egne anleggsmaskiner skal også være utslippsfrie eller gå på biogass innen 2025”

- “Bidra til å utvikle markedet for utslippsfrie anleggsmaskiner, først og fremst ved å etterspørre slike maskiner når kommunen er oppdragsgiver.”

- “Forsterke det gode samarbeidet med næringslivet, eksempelvis om et veikart for utslippsfri bygg- og anleggsvirksomhet, transport til og fra bygge- og anleggsplass og reduserte utslipp fra materialer.”

Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo gjennomførte i perioden 2020 til 2022 fire anskaffelser, hvorav tre av dem er tunnel- og bergrom entrepriser. Henholdsvis Vannbehandlingsanlegget, Råvannstunnelen og Rentvannstunnelen (**Feil! Fant ikke referansekilden.**). I løpet av denne perioden har prosjektet foretatt en gradvis innarbeiding av miljøkrav.




*Figur 1 Entrepriseinndeling for tunnelentreprisene i Ny vannforsyning. Vest for vannbehandlingsanlegget på Huseby; entreprise Råvann. Vannbehandlingsanlegget på Huseby; egen entreprise, inkl. tunnel til Sollerudstranda. Tunneler vist med gult; entreprise.*

## PROSJEKTETS ERFARINGER MED NULLUTSLIPPSTEKNOLOGI

### Anskaffelser og kontraktgjennomføring

Den første anskaffelsen; entreprisen, som omfattet berguttaket til vannbehandlingsanlegget, var ikke omfattet av kravet til utslippsfri anleggsdrift innen 2025 fordi entreprisen ble ferdigstilt innen 2024. Prosjektet var allikevel underlagt de øvrige klimamålene i Oslo kommune, og prosjektet valgte derfor en evalueringsmodell der entreprenøren ble evaluert utfra hvilke energibærere som ble tilbudt for de ulike anleggsmaskinene.

Neste anskaffelse ut var Råvannstunnelen. En tunnelentreprise med berguttak ved bruk av hovedsakelig tunnelboremaskiner (TBMer). Også her ble de konvensjonelt drevne delene av prosjektet (adkomsttunnel og montasjehall) ferdigstilte i god tid før 2025. I Råvannstunnelen ble det derfor kun evaluert på den konvensjonelt drevne omlastestasjonen for TBM-massene. For øvrige maskiner ble det satt minimumskrav til bruk av biodiesel. Dette skyldes at Råvannstunnelen i all hovedsak er et prosjekt med boring av tunell ved bruk av elektrisk tunellboremaskin (TBM) og massetransport i tunnel ved bruk av elektrisk transportbånd. I tillegg er det stilt krav om at materialer og personell skal fraktes på elektrisk tog inn til TBMen (Karlsrud et al., 2022).

Siste anskaffelse ut var Rentvannstunnelen. Entreprisen består av både konvensjonell tunneldrift og drift med TBM. Til forskjell fra de to ovennevnte entreprisene var det forventet at den konvensjonelle tunneldriften ville pågå utover 2025, og dermed omfattes av kravet til utslippsfrie maskiner.

I Rentvannstunnelen ble det derfor satt minimumskrav om nullutslipp til følgende maskiner:

- Tunnelborerigger/pallrigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Lastere omlasting av berg fra tunneler og fjellrom

- Piggmaskiner for fjellrensk, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Sprøyterigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Injeksjonsrigger, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Ladebiler, men biodiesel kan benyttes ved flytting av utstyret
- Bakstuff-biler med eller uten plattform, men biodiesel kan benyttes til flytting av bilene
- Trommelen til betongbiler drives av elektrisitet når den står på anleggsplassen
- MSV eller lokomotiv til frakt av utstyr i TBM-tunnelen

Og senest 15 måneder etter dato for kontraktsignering skal følgende maskiner benytte nullutslippsteknologi (dvs. batterielektrisk eller tilsvarende):

- Lastere for utlasting/omlasting av berg i tunneler og fjellrom
- Trucker/lastebiler for massetransport til mellomlager

Det er satt minimumskrav om bruk av biodiesel for øvrige maskiner. Kravene er mulktbelagte.

Prosjektet har erfart gjennom anskaffelsene og kontraktgjennomføringene at byggherren må stille strenge krav for at man skal lykkes med en overgang til nullutslippsteknologi. Prosjektet ser at kontraktkravene har bidratt til en akselerert teknologisk utvikling i leverandørmarkedet for tunnel og anleggsmaskiner. Prosjektet ser også at kombinasjonen av strenge minimumskrav og en tidshorisont på leveranse først 15 måneder etter kontraktsinngåelse har gjort det mulig for entreprenøren å satse på ny teknologi. Samtidig har kravene til bruk av ny teknologi, i kombinasjon med et begrenset marked, medført leveranseutfordringer for entreprenøren i delprosjekt Rentvann. Særlig for dumpere og lastemaskiner. Entreprenøren har fått innvilget fristforlengelse som følge av dette.

Anlegget har drevet omtrent ett år med ved bruk av nullutslippsteknologi og biogass til massetransport. Entreprenøren for Rentvann, JV AF Ghella ANS, har demonstrert at det er mulig å drive effektiv og rasjonell tunneldrift ved bruk av elektrisk maskinpark. Etter totalt 2,5 års anleggsdrift for Rentvann har entreprenøren opparbeidet seg en unik erfaring med berguttak ved bruk av elektriske maskiner og utstyr. Det vil også utgjøre et konkurransefortrinn for framtidige tunnelprosjekt.

**Massetransport**

Delprosjekt Rentvann har massetransport fra to mellomlager lokalisert i berg på henholdsvis Stubberud og Oset. Entreprenør JV AF Ghella ANS, tilbød en løsning med massetransport ved bruk av biogass.

I Forskrift om utførelse av arbeid § 27-18 «Bruk av forbrenningsmotor i bergarbeid» står følgende

*«Bensin eller gass skal ikke brukes som drivstoff til forbrenningsmotor under jord.»*

Samtidig skriver Arbeidstilsynet i sin kommentarutgave til forskriften at

*Ved arbeid i ferdigstilte berganlegg kan bensin eller gass benyttes som drivstoff til forbrenningsmotor når det ikke foregår bergarbeid. Se også forskriften her § 27-2 «Risikovurdering og HMS-plan for bergarbeidet»*

Med juridisk bistand fra to eksterne advokatfirma ble det bekreftet at biogass kan benyttes til massetransport dersom tunnelanlegget benyttet til mellomlager er ferdigstilt, og at det ikke pågår bergarbeid i tilknytning til dette. Det var også en forutsetning at entreprenøren,

ved bruk av intern og ekstern kompetanse, lyktes med å redusere restrisiko gjennom implementering av en rekke risikoreduserende tiltak. To av de viktigste forutsetningene for risikoanalysen var at det kun gjaldt lastebiltransport fra ferdigstilt tunnelanlegg og ut i dagen, samt at det ble benyttet LBG gass (også kjent som biogass).

### BRANNFOREBYGGENDE TILTAK I TUNNELER OG BERGROM

Statistisk sett er sannsynligheten stor for en brann under anleggsgjennomføringen av et tunnelanlegg. Prosjektet har derfor hatt stort fokus på brannforebygging, både gjennom tiltak definert i prosjektets SHA-plan og tilhørende risikoanalyser, men også i form av konkrete mulktbelagte kontraktkrav.

Et utdrag av de mulktbelagte kontraktkravene hentet fra entreprise Rentvann (med «område» menes alle tunneler og bergrom):

- Bruk av plast, treverk, gummi, tekstiler o.l. brennbare materialer i installasjoner, maskiner og utstyr skal om teknisk mulig erstattes med brennbare materialer.
- Brennbar emballasje o.l. i form av treverk, papir, plast o.l. skal ikke bringes inn i området.
- Brennbare kjemikalier skal ikke lagres i området
- Alt øvrig elektrisk utstyr skal tilfredsstille IP66
- Alle energibærere skal generelt være ubrennbare. Varer og materialer som skal inn i området skal lastes om til et brannsikkert kjøretøy. Transport av betongelementer eller tunge kolli ved TBM-monteringen, inn til montasjehallen på Stubberud, inn til montasjehallen på Stubberud, skal foregå med biodiesel eller elektrisk drevne kjøretøy.
- Alt brannfarlig avfall generert i området skal oppbevares i brannsikre småkontainere og kjøres ut av området med jevne mellomrom, minimum én gang pr. skift.
- All lading av batterier som kan forårsake brennbare gasser skal foregå i dagen eller i lukkede rom med tilstrekkelig ventilasjon i området der slike gasser kan behandles på en sikker måte.
- Fat, beholdere og annen emballasje som ikke er rengjort eller gassfrie, er å betrakte som at de inneholder brannfarlig stoff. Slik tomemballasje skal tas hånd om på forsvarlig måte og umiddelbart transporteres ut av området.
- Røyking er kun tillatt i dedikerte røykerom som skal sikre at brann og eksplosjonsfare ikke oppstår.
- Hver annen måned, regnet fra tidspunktet når monteringen av TBM starter, skal en ekstern autorisert/sertifisert brannrådgiver, med erfaring fra tunneldrift, utføre en uavhengig kontroll av entreprenørens planlagte og iverksatte brannforebyggende tiltak og presentere resultatene i en rapport som umiddelbart skal oversendes byggherren.

(Ny Vannforsyning - VAV, 2020. Kontraktsdokument NVO-VAV-40-CN-001-0 E6 Rentvannstunnel - TBM, bakrigg, annet utstyr, materialer og driftsopplegget)

### LADING AV BATTERIER

I tilbudsskjemaet for anskaffelsen av delprosjekt Rentvann ble det spesifisert at tilbyderne skulle levere en «Beskrivelse av all lading av batterier». I entreprenørens tilbudte løsning for Rentvannstunnelen ble det beskrevet at det ville bli benyttet elektriske maskiner i forbindelse med tunneldrivingen. Lading av batterier for lokomotiv skulle lades i TBM-hallen, ifølge tilbudt løsning. Dette under forutsetning av gitte sikkerhetstiltak. Mens øvrige batterier skulle lades ute i dagen.

Etter signering av kontrakt og oppstart tunneldrift valgte entreprenøren å søke fravik fra tilbudt løsning med lading av batterier i dagsona. Fravikssøknaden omfattet lading av batterier i en nisje lokalisert omtrent 150 meter fra tunnelportalen. Entreprenøren oppgir i fravikssøknaden at det er utført risikoanalyse for lading i tunnel, samt at «det er bygget inn flere sikkerhetsfunksjoner i de benyttede batteriene for å hindre at batteri og komponenter knyttet til batteriene og lading av disse brenner, og at en eventuell antennelse ikke skal eskalere til en større brann» (Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2023. Fravikssøknad – lading underjord Stubberud). Byggherren godkjente fravikssøknaden under forutsetning om at tiltakene i risikoanalysen er implementerte og dokumenterte ved felles befaring før oppstart av lading. I tillegg til implementering av barrierer ble det også stilt krav til gjennomføring av sikker jobbanalyse (SJA) med alle som skal benytte ladestasjonen eller kan oppholde seg innenfor ladestasjonen.

Før idriftsettelse av ladestasjonen ble det gjennomført en felles befaring med byggherre og entreprenør tilstede, for å dokumentere at tiltakene fra risikoanalysen var satt i drift.

### Erfaringer fra batteribrann

Påskeaften, 30. mars 2024, startet det å brenne i et frittstående batteri som tilhørte en batteridreven dumper på prosjekt E6 Rentvannstunnel. Batteriet var lokalisert inne i tunnelen ved den omsøkte ladestasjonen, men det stod ikke til lading.

*Figur 2 Prosjektet sørget for at batteriet som tok fyr ble senket i vann (foto: Vann- og Avløpsetaten).*

Det var kraftig røykutvikling i 20 minutter, før brannen slukket av seg selv. Hendelsen medførte ingen personskader.

Årsaken til brannen var at området der batteriene stod opplagret ble oversvømt. Det stod tre batterier opplagret direkte på sålen, og ikke opp på opphøyd platå for dette formål. Eksponeringen for vann medførte kortslutning med påfølgende brann, i ett av disse tre batteriene (**Feil! Fant ikke referansekilden.**).

Entreprenøren iverksatte en umiddelbar granskning av hendelsen, hvor en rekke læringspunkt ble avdekket (Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2024. Granskningsrapport brann i tunnel).

Læringspunktene kan i hovedsak kategoriseres under

- logistikk og lagring av batterier
- deteksjon og brannvarsling
- slukningsmekanismer ved batteribrann

### Logistikk og lagring av batterier ved underjordsdrift

Batteriet som kortsluttet stod lagret direkte på tunnelsålen i et område som ble eksponert for vann. Det var kjent for prosjektet at dersom entreprenørens barrierer for oversvømmelse av sedimentasjonsbassenget i nærheten av ladestasjonen ikke fungerte, så ville selve ladestasjonen kunne bli eksponert for vann. Derfor var selve ladestasjonen installert på grusputer. De tre batteriene som var mellomlagret i ladestasjonen var ikke opplagret på grusputer, og de ble dermed eksponert for vann i forbindelse med en oversvømmelse av et av sedimentasjonsbassengene.

Batteriene var klassifisert med IP-klasse 65. Denne IP-klassen tåler ikke å bli oversvømt. I granskningsarbeidet ble det avdekket at det burde vært kommunisert bedre at det var batterier lagret i ladenisjen og at disse ikke tålte en oversvømmelse.

Lagring og logistikk er en del av entreprenørens utførelse og driftsopplegg. Samtidig er det byggherren som setter rammer for utførelsen i form av kontraktkrav og tiltak i SHA-planen. Kontraktkrav til IP-klasse i tråd med hva batterier blir eksponert for ved underjordsrift er derfor viktig ved lading og mellomlagring av elektrisk utstyr underjord. Det er også viktig å påse at batteriene ikke kan eksponeres for mer vann enn hva IP-klassen angir.

I granskningen av hendelsen fremkommer det at det er manglende koordinering mellom bakstufflaget som til vanlig vedlikeholder drenssystemet og de som har pumpevakt i ferien. Logistikk og koordinering av ansvarsområder ved ferieavvikling har derfor også vært et viktig læringspunkt for prosjektet.

### Deteksjon og brannvarsling

Byggherren har stilt krav til, og entreprenøren har etablert, et tunnelkontrollsenter med døgnkontinuerlig bemanning. Tunnelkontrollsenteret har en rekke funksjoner, herunder kameraovervåkning av tunnelanlegget og deteksjon av brann. Det var etablert et omfattende brannvarslingsanlegg med en rekke sensorer på strategiske steder i tunnelanlegget, men som følge av støv etter sprenging og feilmeldinger på deteksjonsanlegget, var enkelte sensorer koblet ut. Inkludert de relevante sensorene for området der batteriene ble opplagret. Det medførte at Oslo Brann- og redningsetat ble tilkalt noen minutter seinere.

I dette tilfellet slukket batteriet av seg selv, og disse minuttene var derfor ikke utslagsgivende for utfallet.

### Slukningsmekanismer ved batteribrann

I det flomutsatte området var det lagret tre batterier, hvorav ett begynte å brenne som følge av eksponering mot vann. Batteriet er levert av Epiroc, og brannen slukket av seg selv etter 20 minutter. Mest sannsynlig er dette som følge av at batteriet er designet slik at en brann i en celle ikke kan utvikle seg videre til øvrige battericeller (Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2024. Granskningsrapport brann i tunnel).

Prosjektets har iverksatt ytterligere en granskning av det utbrente batteriet i regi av en uavhengig leverandør. Denne granskningen pågår fortsatt. Prosjektet sitter allikevel igjen med en rekke erfaringer med slukningsarbeid ved batteribrann etter denne hendelsen.

Kortslutning som følge av vann er utfordrende for brann- og redningsmannskapet fordi vannet kan være strømførende. Det koster verdifulle minutter for redningsmannskapet å utelukke dette. En kjentmann på anlegget, samt en sertifisert elektriker som kjenner anlegget, er viktige nøkkelressurser i denne fasen.

Videre opplyser Oslo brann- og redningsetat (OBRE) om at det er begrensede erfaringer med brann i elektriske kjøretøy som følge av kontakt med vann. De erfaringene som har blitt gjort tilsier at slike kjøretøy kan selvantenne flere dager etter selve eksponeringen. Ved brann i elektrisk kjøretøy har prosjektet derfor erfart at mindre branner fortrinnsvis bør slukkes ved bruk av brannteppe. Prosjektet har plassert ut branntepper tilpasset maskinparken ved flere strategiske steder i tunnelen, inklusive i området ved ladestasjonen. Dette brannteppet ble ikke benyttet i slukningsarbeidet ved batteribrannen. Dette skyldes at det ikke var kjent for brann- og redningsarbeiderne.

Dersom brann i elektrisk kjøretøy må slukkes ved bruk av vann, så er det fordelaktig at prosjektet har en vannkonteiner tilpasset til maskinparken tilgjengelig. I etterkant har prosjektet gått til anskaffelse av en tilpasset konteiner. Fordelen med sistnevnte er at man sikrer en konteiner spesialtilpasset til prosjektets behov.

Den elektriske maskinparken består både av maskiner med frittstående batteripakker der man løfter dem ut for lading, og maskiner med fastmonterte batterier. Det er en fordel at disse batteriene er designet slik at de har dedikerte og godt markerte påkoblingspunkt for slukningsvann. Prosjektets batteripakker har denne funksjonen, og de ble benyttet i slukningsarbeidet.

Røykutvikling ved batteribrann er en annen kjent problemstilling for et tunnelanlegg. For å begrense røykutviklingen har prosjektet valgt å installere vanntåkegardiner i tilknytning til ladeområdet. Denne barrieren ble ikke benyttet ved brannhendelsen 30. april, fordi det ikke var godt nok informert om tiltaket. Tiltaket anses uansett som et verdifullt risikoreduserende tiltak ved etablering av ladestasjoner underjord.

Oppsummering av øvrige tiltak som er besluttet etter utført granskning av hendelsen:

- Revidere risikoanalyse for lading av elektriske maskiner og batterier i prosjektet. Analysen skal inkludere lagring av batterier og risiko for at ladestasjon og batterier kan komme i kontakt med vann skal inkluderes. Barrierer og tiltak skal verifiseres.
- Gjennomgå varslings- og beredskapsplaner og revidere disse.
- Gjennomgå rutiner og opplæring av prosjektets drenering-, ventilasjon og elektrisitetsforsyningssystem slik at alle skift har kunnskap om behov for ettersyn, vedlikehold og drift av systemene.
- I forkant av ferier skal pumpevakter gjennomgå og bekjentgjøres med installasjoner og hvordan de opereres og vedlikeholdes, ev. hvem som kan kontaktes. Eventuelle SJA som omhandler systemene skal også gjennomgås av pumpevakter.

## DISKUSJON

Prosjektet har erfart at byggherren må stille strenge krav for at man skal lykkes med en overgang til nullutslippsteknologi.

Samtidig har det vært utfordrende for prosjektet med krav til bruk av ny teknologi, i kombinasjon med et begrenset marked i kraftig utvikling. Det har medført leveranseutfordringer for entreprenører og leverandører. Det er derfor viktig å tilrettelegge

for lange leveransetider. For delprosjekt Rentvann var dette mulig ved at en rekke av kravene til bruk av nullutslippsteknologi først ble iverksatt 15 måneder etter kontraktsinngåelse. Allikevel hadde entreprenøren behov for fristforlengelser, hvilket ble innvilget for enkelte av maskinene.

For massetransport har det så langt i drivingen ikke vært rapportert om hendelser knyttet til massetransport med biogass. Forutsatt at massetransporten foregår i ferdigstilt tunnelanlegg, samt at tiltakene i risikoanalysen er implementerte, så anser prosjektet at biogass er den mest tilgjengelige klimavennlige energibæreren for massetransport som er tilgjengelig i markedet per nå.

Entreprenøren har lykkes med berguttak ved bruk av nullutslippsteknologi i henhold til kontraktens krav. Ikke bare ved bruk av velkjente nullutslippsmaskiner som elektriske tunnelborerigger og TBM med tilhørende transportbånd, men også med drift av flere nyutviklede anleggsmaskiner som helelektriske gravere, hjullastere og dumpere.

De tre sistnevnte er eksempel på elektrisk utstyr som enten må bytte batterier eller lades. Det er nærliggende å tro at det for store, komplekse tunnelprosjekt vil være behov for å lade slike maskiner under jord også i framtiden. Enten som følge av lange avstander fra ladepunkt i dagen og ned til stuff, eller som følge av plassmangel i dagen ved tunneldriving i urbane strøk.

En tunnelbrann er en av de største risikoene knyttet til underjordsdrift. Håndtering av batterier og lading underjord kan bidra til å øke denne risikoen dersom det ikke utføres korrekt. Batteribrannen var en kraftig påminnelse om dette.

Brannhendelsen 30. april 2024 inntraff i et batteri som stod lagret direkte på sålen i et område i tunnelen som ble eksponert for vann. Prosjektet har siden hatt en rekke læringspunkter fra denne hendelsen, hovedsakelig knyttet til lagring av batterier underjord, deteksjon av brann og slukningsarbeid. Hendelsen medførte både en rekke strakstiltak på anlegget, samt flere langsiktige tiltak som omtalt i kapittel «Erfaringer fra tunnelbrann».

Etter implementering av disse tiltakene, i tillegg til tiltakene fra risikoanalysen, har prosjektet fortsatt å lade maskiner under jord. Etter omtrent et år med lading under jord har ikke prosjektet opplevd hendelser knyttet til lading på ladestasjonene.

## KONKLUSJON

På tross av leveranseutfordringer har entreprenøren for Rentvann, JV AF Ghella ANS, har demonstrert at det er mulig å drive effektiv og rasjonell tunneldrift ved bruk av elektrisk maskinpark og massetransport på biogass.

Det er også mulig å etablere ladestasjoner under jord. Det krever omfattende og skreddersydde risikoanalyser med tett oppfølging av at tiltakene implementeres, opprettholdes underveis og at arbeidsprosedyrer følges.

## KILDER

Karlsrud A., Rustøen T. L., Syversen F., 2022. *VAVs krav til nullutslipp i Ny Vannforsyning Oslo. Fjellsprengingsdagen 2022*, s. 10.1 – 10.10.
Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2024. *Granskningsrapport brann i tunnel Ny Vannforsyning* - VAV, 2020. Kontraktsdokument NVO-VAV-40-CN-001-0 E6 Rentvannstunnel - *TBM, bakrigg, annet utstyr, materialer og driftsopplegget*
*Ny Vannforsyning* – JV AF Ghella ANS, 2023. Utvidet risikovurdering av LNG-drevet lastebil i tunnel, NVO-AFG-40-FK-763-0.
Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2023. *Risikoanalyse – lading av kjøretøy og maskiner under jord*

Ny Vannforsyning – JV AF Ghella ANS, 2023. *Fravikssøknad – lading underjord Stubberud*
Ny Vannforsyning – VAV, 2024. *Kontraktsdokument NVO-VAV-40-HK-004-0 SHA-plan*

Fjellsprengningskonferansen
2024

# EKSPONERING VED ARBEID UNDER JORD MED FOKUS PÅ LANGE TUNNELER DREVET MED TBM

## Exposure when working underground with a focus on tunnels excavated with TBM

Torunn K. Ervik[1], Kari Dahl[1], Mina Marthinsen Langfjord[1], Siri Aas-Aune[2], Karl Gunnar Holter[3] og Nils Petter Skaugset[1]

[1]Statens Arbeidsmiljøinstitutt
[2]Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten
[3]Norsk geoteknisk institutt

**SAMMENDRAG**
Når en tunnelboremaskin borer i fjellet dannes små mineralpartikler som arbeiderene i tunnelen kan puste inn. De minste partiklene er de som kan pustes ned i den fineste delen av lungen, såkalt respirable partikler. Eksponering for respirable kvartspartikler kan på sikt føre til alvorlige lungesykdommer.

I forbindelse med bygging av ny vannforsyning til Oslo er det gjort støv- og kvartsmålinger på arbeidere som jobber på tunnelboremaskin (TBM). Til nå er det utført 144 målinger på 4 prøvetakingskampanjer fordelt utover høst 2023-høst 2024. Støvet som er samlet opp med respirable prøvetakere er analysert for kvartsinnhold.

De foreløpige resultatene viser at medianverdien på støv ligger på 0,61 mg/m$^3$, mens medianverdien på kvarts ligger på 0,026 mg/m$^3$. Den nåværende norske grenseverdien for respirabel kvarts er 0,05 mg/m$^3$. Det er imidlertid variasjoner som kan skyldes forskjellig grad av boring gjennom skiftet, ulike arbeidsoppgaver og variasjon av kvartsinnhold i berggrunnen.

Det er viktig å merke seg at selv relativt lave kvartsinnhold i fjellet kan ha betydning for eksponeringen. I tillegg til berggrunnen kan også innhold av kvarts i grusen som benyttes til tilbakefylling bak betongelementkledningen være kilder til eksponering.

**SUMMARY**
When a tunnel boring machine excavates the rock, small mineral particles are formed which the workers in the tunnel can breathe in. The smallest particles are those that can be breathed into the finest part of the lung, so-called respirable particles. Exposure to respirable quartz particles can eventually lead to adverse lung diseases.

In connection with the construction of a new water supply to Oslo, dust and quartz measurements have been conducted on personnel working on the tunnel boring machine (TBM). To date, 144 measurements have been carried out in 4 sampling campaigns spread over autumn 2023 - autumn 2024. The dust collected with

respirable samplers has been analyzed for quartz content.

The preliminary results show that the median respirable dust level is 0.61 mg/m$^3$, whereas the median level for quartz is 0.026 mg/m$^3$. The current Norwegian occupational exposure limit for respirable quartz is 0.05 mg/m$^3$. However, there are large variations. The variations may be due to different degrees of excavation throughout the shift, different work tasks and differences in quartz content in the bedrock.

It is important to note that even relatively low quartz contents in the rock can have an impact on exposure. In addition to the bedrock, the content of quartz in pea gravel and concrete segments can also be important.

**INNLEDNING**

Når man borer i fjell generes det partikler fra berggrunnen man borer i. Avhengig av geologien i området vil partiklene kunne inneholde mineralet kvarts. Arbeidere som jobber i nærheten eksponeres for disse partiklene. Når de minste partiklene pustes inn, kan de komme helt ned til lungeblærene. Partikler som er så små at de kan pustes inn til lungeblærene kalles respirable partikler. Disse partiklene er under 10 µm store og som oftest mindre. Hvis man utsettes for disse små kvartspartiklene over tid kan det medføre til alvorlige lungesykdommer. Kvarts kan medføre redusert lungefunksjon og kvarts er klassifisert av International Agency for Research on Cancer (IARC) som kreftfremkallende for mennesker (Gruppe 1) [1, 2]. I tillegg kan kvartseksponering føre til økt risiko for noen immunologiske sykdommer [3-5].

Lovgivningen som regulerer eksponering for kvarts i yrkessammenheng, har blitt strengere de siste tiårene og den norske grenseverdien for kvarts på 0.05 mg/m$^3$ ble satt i 2021. Hvilket eksponeringsnivå som anses som trygt er fortsatt omdiskutert og det er en pågående diskusjon om grenseverdien for kvarts bør reduseres ytterligere. Til sammenligning, er den nåværende grenseverdien for respirabelt generelt støv 5 mg/m$^3$.

Flere prosesser kan bidra til eksponering ved tunnelboring med tunnelboremaskiner (TBM). Støvet dannes fra boringen og knusing av berggrunnen i front, men kan også komme fra resuspensjon fra uttransportering av steinmasser og injisering av grus og sement for fylling mellom betongfôringen og bergveggen. Det er flere kilder til kvarts ved boring med tunnelboremaskiner (TBM). Berggrunnen er antatt å være den viktigste kilden. Men også pukk og grus, såkalt *pea gravel,* det vil si en ensgradert grus. som benyttes som tilbakefyllingsmateriale og som pumpes pneumatisk inn mellom segmentene og bergveggen inneholder kvarts. I tillegg inneholder betongsegmentene kvarts. Når det bores hull gjennom disse til ulike formål frigjøres også fine kvartspartikler.

Det finnes et begrenset antall studier som undersøker eksponeringsnivåer ved tunneldriving med tunnelboremaskiner. En nylig studie har vist at eksponeringen for kvarts i en tunnel (Follobanetunnelen) boret med TBM kan bli høy og respirable kvartsnivåer hadde en medianverdi for alle arbeidstitler på 0.060 µg/m$^3$ [6]. Generelle respirable støvnivåer var på 0,41 mg/m$^3$ (median). I Follo-studien ble det boret i et område dominert av bergarter som granitt og gneis. Arbeidere foran på TBM var de

høyest eksponerte.

Oslo kommune ved Vann- og avløpsetaten (VAV) er byggherre for en 20km lang råvannstunnel hvor to identiske dobbelskjold TBMer borer fra hver sin side. Råvannstunnelen går fra reservevannkilden Holsfjorden fra Vefsrud til Huseby. De to TBMene starter fra hver sin side og har en diameter på 5,2 m. Massene blir fraktet ut på elektriske transportbånd. Lokomotivet som frakter arbeidstakere og utstyr inn i tunnelen er også elektrisk.

Råvannstunnelen går gjennom berggrunn bestående av magmatiske og sedimentære bergarter. Mer konkret er det hovedsakelig rombeporfyr på Vefsrud siden, mens det fra Huseby-siden domineres av leirskifer og kalkstein. Begge disse bergartene kan inneholde kvarts, men i mindre grad enn i Follo-tunnelen. Sammenlignet med diameteren i Follobanetunnelen er råvannstunnelen nær halvparten så stor. Mindre diameter på tunnelen kan føre til høyere støvkonsentrasjoner i tunnelen.

## METODE: PRØVETAKING OG ANALYSE

### Prøvetaking

Til nå er det utført 4 prøvetakingskampanjer i Råvannstunnelen. Prøvetakingene ble utført ved å montere prøvetakere som samler respirabel fraksjon på arbeidere på de to TBMene. Prøvetakeren ble montert i pustesonen (<30 cm fra munn), se Figur 1, og bæres gjennom hele skiftet, det vil si i 12 timer. Det ble målt på seks personer på hvert skift og tre skift på hver side. I alt ble 36 personbårne prøver samlet i hver kampanje. Tabell 1 gir en oversikt over arbeidstitler og arbeidsoperasjoner inkludert i målekampanjene. Arbeiderne bærer prøvetakerne tilkoblet prøvetakingspumpe gjennom hele skiftet. I tillegg ble respirable prøvetakere benyttet stasjonært og plassert ut ved forskjellige posisjoner på TBMen. Støvet samles opp på et polykloridvinyl (PVC) filter i den respirable syklonprøvetakeren. Filteret veies før og etter prøvetaking for å finne vekten av støvet. Pumpen som er festet til prøvetakeren blir justert til en luftgjennomstrømningshastighet på 2,2 l/min. Luftvolum for prøven beregnes ut ifra luftgjennomstrømningshastighet og prøvetakingstid. Ut ifra masse på filter og luftvolum beregnes luftkonsentrasjon av respirabelt støv i ($mg/m^3$).

*Tabell 1: Arbeidstitler, relaterte arbeidsoppgaver og posisjon på TBM.*

| **Arbeidstittel** | **Arbeidsoppgaver** | **Posisjon** |
|---|---|---|
| Conveyor belt operator | Oppgaver relatert til transportbåndet | Bak |
| Erector operator | Drift av prosessen med montering og installasjon av segmenter | Foran |
| Grouter | Fugeprosedyrer. Fugemasse fylles i gapet mellom betongsegmentene og bergveggen. | Midten |
| TBM operator | Styrer TBM fra kontrollkabinen | Midten |
| Rail extension | Utvidelse av jernbaneskinner inn til TBM | |
| Electrician | Diverse oppgaver knyttet til elektriske installasjoner på TBM. | Overalt |
| Mechanic | Ulike oppgaver over hele TBM. | Overalt |
| Pea gravel operator | Fylling av grus i gapet mellom betongsegmenter og bergvegg | |
| Shift boss | Veiledning av TBM-arbeidere | Overalt |
| Segments crane | Flytte segmenter fra tog og videre til montering | Midten |
| TBM worker | TBM arbeidere uten spesifisert arbeidstittel | Overalt |

**Kvartsanalyse**

Støvet på filteret ble deretter analysert for kvartsinnhold i et røntgeninstrument (XRD). Metoden som benyttes er basert på NIOSH 7500, *SILICA, CRYSTALLINE, by XRD (filter redeposition) [7]*. Denne metoden baserer seg på at man på forhånd har laget en kalibreringskurve med referansefiltre med kjent mengde kvarts. Prøvene scannes i XRD-instrumentet og intensiteten ved de aktuelle diffraksjonslinjene for kvarts sammenlignes med kalibreringskurven slik at kvartsinnhold i prøven kan beregnes.

*Figur 1: Prøvetaker som samler den respirable fraksjonen festet på arbeider*

I tillegg til de respirable prøvetakerene ble det plassert ut en stasjonær direktevisende partikkelteller Aerodynamic particle sizer (APS). Denne partikkelteller teller

partikler i størrelseområdet 0.5 – 20 µm for hvert 60 sek. Ved hjelp av denne kan man få god informasjon om støvnivåer i tunnelen når det bores. APS plassert ut i tunnelen kan ses i Figur 2.

*Figur 2: Partikkelteller APS plassert ut inne på TBM.*

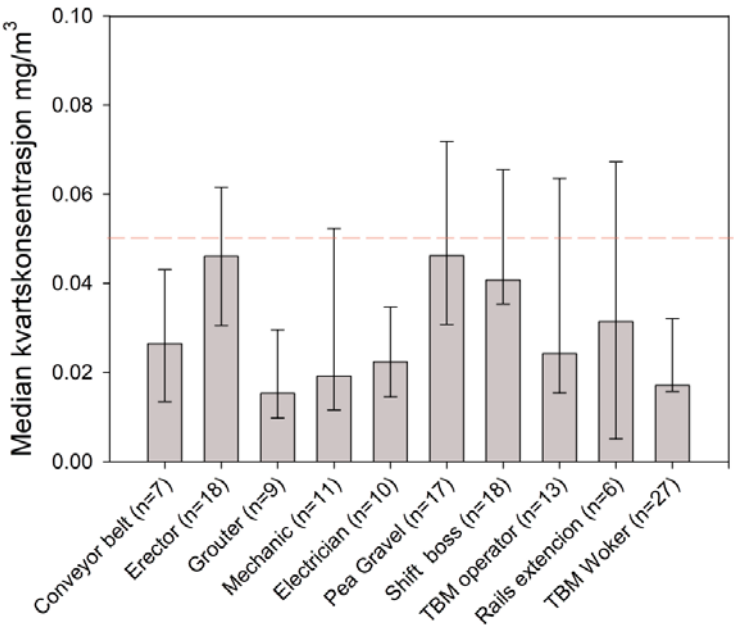
## RESULTATER OG DISKUSJON

Det gjenstår fremdeles prøvetakingskampanjer i tunnelen og det som rapporteres her er foreløpige resultater. Til nå er det samlet inn 144 personbårne prøver hvorav 139 av de personbårne er analysert for respirabel kvarts. Medianverdien for alle prøver er på 0,61 mg/m$^3$ for respirabelt støv. For respirable kvartsnivåer er medianverdien for alle målingene 0,026 mg/m$^3$. Støvnivåene er høyere enn i Follo tunnelen og dette kan skyldes mindre diameter på tunnelen. Medianen av respirable kvartsnivåene er imidlertid lavere enn i Follo-tunnel studien og skyldes lavere kvartsinnhold i berggrunnen. Resultater delt på de to forskjellige sidene kan ses i Tabell 2. Det er sammenlignbare støvnivåer, mens kvartsnivåene er litt lavere på Huseby siden. Kvartskonsentrasjoner fordelt på arbeidstitler er vist i Figur 3. Her er kvartskonsentrasjonene vist som medianverdier og feillinjene er 95% konfidensintervallet. Arbeidstitler hvor vi har færre en 6 målinger er samlet i en samlepost kalt TBM worker.

*Tabell 2: Median og minimum og maksimumsverdier av støv- og kvartskonsentrasjoner for alle prøver og fordelt på lokasjon.*

| **Lokasjon** | **Antall** | **Støv* (mg/m$^3$)** | **Min-Max (mg/m$^3$)** | **Kvarts* (mg/m$^3$)** | **Min-max (mg/m$^3$)** |
|---|---|---|---|---|---|
| Alle prøver | 139 | 0,61 | <LOD -7,1 | 0,026 | <LOD-0,13 |
| Huseby | 71 | 0,64 | < LOD-2,9 | 0,022 | <LOD-0,13 |
| Vefsrud | 68 | 0,60 | < 0,2-7,1 | 0,030 | <LOD-0,12 |

Deteksjonsgrense (LOD) støv: 0,01 mg/m$^3$, LOD kvarts: 0,002 mg/m$^3$, *medianverdier

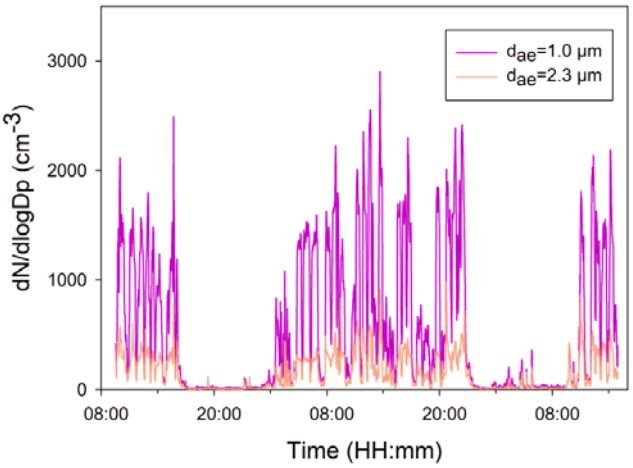



*Figur 3: Median kvartskonsentrasjoner fordelt på arbeidstitler. Feillinjene er 95% konfidensintervallet. Den røde stiplede linjen angir den nåværende grenseverdien for respirabel kvarts.*

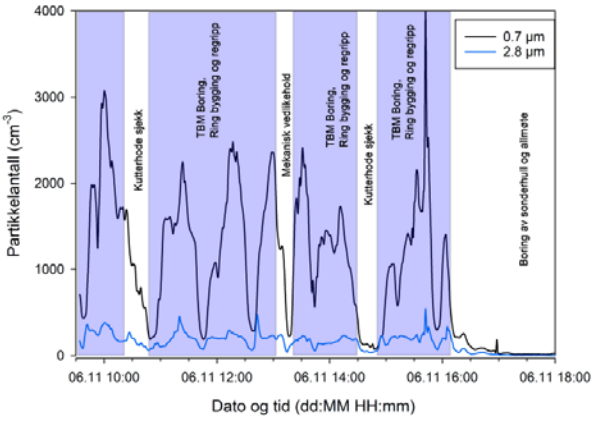
Fra grafen i Figur 3 ser man at det er Erector, Pea gravel operator og Shift boss som har de høyeste nivåene av kvarts. Det er også blant disse det er flest målinger over grenseverdien for respirabel kvarts. Det er ikke så uventet da Erector jobber foran på TBM, Pea gravel operator kan ha tilleggseksponering fra *pea gravel* og Shift boss jobber overalt og deltar i mange ulike arbeidsoppgaver på TBM.

Gjennomsnittlig har støvprøvene et kvartsinnhold på 4% og varierer mellom 0,6 – 11%. Dette ligger i størrelsesområdet hvor kvartsinnholdet i bergartene kan ligge. Til nå er gjort noen undersøkelser på kvartsinnhold i steinmasser fraktet ut av tunnelen hvor lignende prosentinnhold er funnet. I *pea gravel* er det funnet et høyere nivå av kvartsinnhold på 36%.

Målinger utført med partikkelteller APS kan ses i Figur 4 og Figur 5. Det er store forskjeller i støvnivåer når det bores og når det ikke bores. Ved nærmere undersøkelser ser man at støvnivåene reduseres raskt når boringen stopper, Figur 5. Målingene gjort på personer vil naturligvis påvirkes av hvor mye boring som er utført under skiftet.




*Figur 4: Variasjon i partikkelnivåer under tre skift for to forskjellige partikkelstørrelser.*




*Figur 5: Partikkelnivåer under boring for to forskjellige partikkelstørrelser.*

**Konklusjon**

De foreløpige resultatene fra støv- og kvartsmålinger på TBM i råvannstunnelen viser at medianverdien til støvnivåene ligger på 0,61 mg/m$^3$, mens kvartsnivåene ligger på 0,026 mg/m$^3$. Det er imidlertid variasjoner og disse variasjonene kan skyldes forskjellig grad av boring gjennom skiftet, ulike arbeidsoppgaver og forskjell i kvartsinnhold i berggrunnen. Selv med relativt lavt innhold av kvarts i berggrunnen kan det derfor ikke utelukkes at den nåværende grenseverdien for respirabel kvarts overstiges.

## KILDER


1. Ulvestad, B., Ulvestad, M., Skaugset, N.P., Aaløkken, T.M., Günther, A., Clemm, T., Lund, M.B., and Ellingsen, D.G., *Pulmonary function and high-resolution computed tomography in outdoor rock drillers exposed to crystalline silica.* Occup Environ Med, 2020. **77**: p. 611-616.
2. IARC, *Silica dust, crystalline, in the form of quartz or cristobalite*. 2012, International Agency for Research on Cancer: Lyon, France
3. Pollard, K.M., *Silica, Silicosis, and Autoimmunity.* Front Immunol, 2016. **7**: p. 97.
4. Lee, S., Matsuzaki, H., Kumagai-Takei, N., Yoshitome, K., Maeda, M., Chen, Y., Kusaka, M., Urakami, K., Hayashi, H., Fujimoto, W., Nishimura, Y., and Otsuki, T., *Silica exposure and altered regulation of autoimmunity.* Environmental health and preventive medicine, 2014. **19**: p. 322-329.
5. Mehri, F., Jenabi, E., Bashirian, S., Shahna, F.G., and Khazaei, S., *The association Between Occupational Exposure to silica and Risk of Developing Rheumatoid Arthritis: A Meta-Analysis.* Saf Health Work, 2020. **11**: p. 136-142.
6. Leite, M., Nordby, K.-C., Skare, Ø., Ulvestad, B., Ellingsen, D.G., Dahl, K., Johansen, T., and Petter Skaugset, N., *Exposure to Particulate Matter and Respirable Crystalline Silica in Tunnel Construction Workers Using Tunnel Boring Machines.* Annals of Work Exposures and Health, 2023: p. 584–595.
7. NIOSH, *Silica, crystalline, by XRD (filter redeposition)* 2003, NIOSH Manual of Analytical Methods NMAM.: Cincinnati, OH, USA.

# CLEAN GEAR SAVES LIVES

**Decontamination made safe and easy – from the fire & rescue services to the industry.**

Andreas Olsson, Head of BU Industry, RESCUE Intellitech AB

## SUMMARY

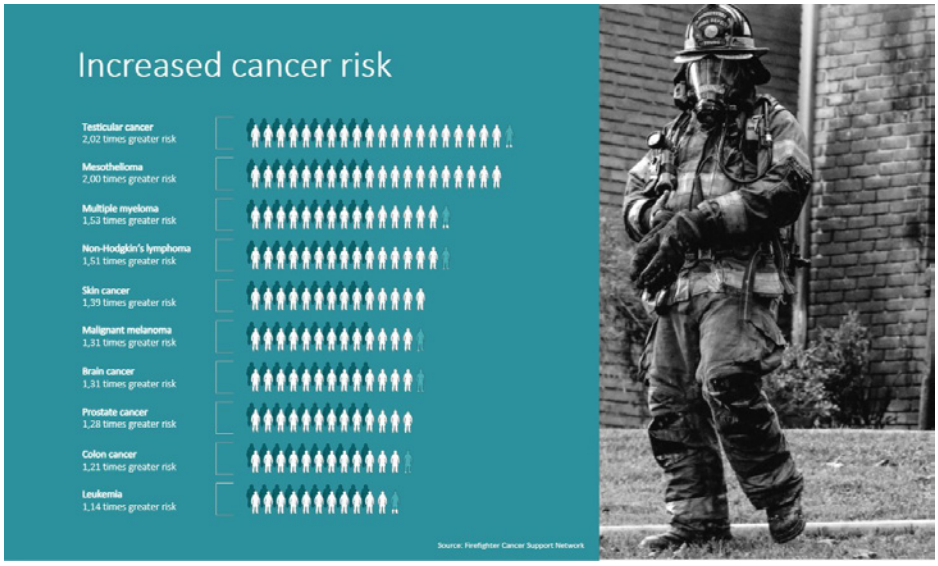
In the summer of 2012 we were approached by the organization Healthy Firefighters, who needed help in developing a washing machine that could decontaminate complete sets of SCBA (self-contained breathing apparatus), including face pieces and other PPE (personal protective equipment), such as gloves, boots, helmets and other various gear.

In the beginning of 2013, we started to deliver our Solo Rescue® decon washer to Fire Services in Scandinavia. Today, we are present in Europe, North America, Asia and Oceania with several hundred fire departments and fire academies using our product daily, creating a safe and risk-free working environment for all staff.

Based on this experience, today we asks ourselves how this would apply for any industrial workenviroment requiring any sort of breathingprotection and other personal protective equipment.

## INTRODUCTION

Being a firefighter means putting your own safety aside to help save others. It means you are willing to take risks, even if it means exposing yourself to danger when required. It also means exposing yourself to invisible threats in the form of toxic chemicals that can cause job-related long-term/chronic illnesses such as heart disease, lung damage, and cancer. Unfortunately this is the leading cause of death among firefighters.




Source: Firefighter Cancer Support Network

According to data from the Firefighter Cancer Support Network (active in the USA and Canada), cancer accounted for 66% of firefighter deaths between 2002 and 2019. Firefighters also have a 9% higher risk of being diagnosed with cancer and a 14% higher risk of dying from cancer than the general population. And according to Professor Anna Stec at the University of Central Lancashire, the number of cancer deaths among firefighters under the age of 75 is up to three times higher than in the general population.

Several studies have been conducted on cancer among firefighters. Three of these studies are considered key studies in the field. These three important studies on cancer in firefighters are LeMasters' meta-analysis, the NIOSH Study, and the Nordic Study. Each of these shows that firefighters are significantly more likely to be diagnosed with and die from various forms of cancer compared to the general population.

**Exposure to Toxic Chemicals and Polycyclic Aromatic Hydrocarbons (PAH)**

The reason for the higher risk of developing cancer is primarily linked to the exposure to toxic chemicals that firefighters face in their work. When something burns, the chemical reaction that occurs produces waste products including several forms of toxic chemicals, such as carcinogenic PAH particles. Due to the synthetic materials used in today's furniture and building materials, fires burn faster and at higher temperatures, releasing more toxic gases than they did in the past when more natural materials were used.

When firefighters fight a fire, inside or outside a building, they are exposed to these dangerous toxic gases. By wearing breathing apparatus, they can protect themselves, which minimizes the inhalation of the chemicals. However, the particles will also stick to their personal protective equipment, including turnout gear, fire suits, breathing masks, boots, and gloves. This means that everything they touch will become polluted and contaminated, and there is a high risk that their skin will be exposed when the personal protective equipment is removed.

Firefighters extinguishing a fire from a fire truck are exposed to PAH and other toxic chemicals.

**Cleaning Process. (SCBA's, Facepieces, Helmets, Boots & Gloves)**
The best and safest way of cleaning contaminated SCBA, Facepieces, helmets, boots and gloves is to use a method that minimizes respiratory and dermal exposure to the hazardous chemicals and carcinogens stuck on the contaminated PPE equipment. An easy, safe and quick way of doing that is to use a decon washer like the Solo Rescue Decon Washer. With the Solo Rescue the entire cleaning process is carried out inside the machine, ensuring minimal exposure. The unique Solo Rescue solution also features a rotating basket that enables the water jets to reach even the most inaccessible parts of your equipment and gets the job done in less than 10 minutes.

If cleaning the equipment in a decon washer is not an option, cleaning by hand will have to do. However, cleaning the equipment by hand poses a health risk due to unprotected exposure to the carcinogens and is not something we recommend. It can also be both time consuming and hard work. If your station does not have a decon washer we strongly recommend you investigate investing in one. Regardless of how the cleaning procedure is carried out it is important that it is done outside of the contaminated zone where you store or handle the contaminated gear. Always make sure to follow your manufacturers washing instructions.

## Optimized cleaning with an innovative rotating basket system

The generously-sized wash tank of the Solo Rescue is a vital part of its strength. Together with a innovative rotating basket system, this provides a design that optimizes the water flow to reach even the most inaccessible parts of your equipment without compromising its function and quality. So whether you are washing SCBAs, face masks, boots, gloves, helmets, or tools, the Solo Rescue will do an excellent job reducing and extracting dangerous soot particles, chemicals, and detergent residue from your equipment.

## Clean gear in less than 10 minutes

The Solo Rescue offers an easy, quick, and safe way to clean your contaminated PPE. The easy-to-use control panel lets you choose between a 3-minute cycle for gloves and boots or an 8-minute cycle for SCBAs, face masks, and helmets. It can clean up to 14 complete SCBAs (including face masks), 42 stand-alone air cylinders, 56 face masks, 21 helmets, 60 pairs of boots, and 120 pairs of gloves per hour.

# Solo Rescue®

Professional decontamination of firefighter PPE.

| Technical specification | |
|---|---|
| Powor supply | 400 V / 415 V 3-phase, 50 Hz, 32 A |
| Water supply | Hot or cold, 5–40°C, 3–10°dH |
| External Dimension (W x D x H) | **Closed:** 1025 x 887 x 1744 mm I **Open:** 1025 x 1316 x 2084 mm |

The provided cleaning performance values are theoretical; actual results may vary due to various factors.

**INDUSTRIAL APPLICATION – BEYOND THE FIRESTATION.**

According to ABT Sweden AB, in Sweden alone, approximately 50 000 workplaces offers a workenviroment requiring approximately 400 000 employees to wear some sort of breathing protection . According to Sundström Safety approximately 8 000 people dies every year in the aftermath of dustexposure every year, in Sweden alone.

By visiting and investigating various industries such as foundries, mines, welding and metaltreatment, batterymanufacturing and recycling industries etc, we can confirm that the methods we have been supporting the rescue & fireservices with for almost 15 years, can be directly applied for a number of industries.

We can also see how these methods support vital initiatives for contiuned improvment, maintanence, safety and health.

Picture showing PPE that has been washed compared to one that has not. Both used in the same industrial process.

## CONCLUSION

Dirty respirators can harbor dust, chemicals, and pathogens. Using a contaminated respirator can lead to inhaling harmful substances, causing respiratory illnesses. Keeping personal protective equipment, particularly respiratory protection, clean in industrial environments is crucial for preventing health issues and ensuring safety. Regular cleaning, proper storage, and routine inspections are essential practices that should be adhered to diligently.

Maintaining clean personal protective equipment (PPE), especially respiratory protection, in industrial work environments is of paramount importance for health and safety.

**Sources:**
Firefighter Cancer Support Network

**Vi besøker utstillere**

Heidi Berg, Trimble og programkomite

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# NYE VEIER TIL BÆREKRAFTIG INJEKSJONSMASSE

## New roads towards sustainable grout

Helene Strømsvik, SINTEF Community

Reyn Joseph O'Born, Universitetet i Agder

## SAMMENDRAG

Grønn Platform-prosjektet "Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging" har som mål å etablere nye metoder for å redusere miljøbelastningen ved vegbygging gjennom resirkulering og gjenbruk av materialer. I løpet av tre år skal prosjektet pilotere minst ti nye løsninger som vil bidra til mer bærekraftig vegbygging og reduserte klimagassutslipp. En av disse pilotene er $CO_2$-redusert injeksjonsmasse for berginjeksjon i tunneler. Her presenteres to ulike tilnærminger for utvikling av $CO_2$-redusert injeksjonsmasse; 1) reduksjon av sementinnholdet ved å benytte Silica Greenstone (SiGS) som sementerstatter, og 2) injeksjonsmasse uten sementklinker, ved bruk av alkali-aktivert bindemiddel. Ved laboratorieforsøk ble det etablert resepter der resultatene for herdetid, flyt og vannutskillelse var tilsvarende som for tradisjonelle sementbaserte resepter som er vanlig brukt til berginjeksjon. Videre er det utført en LCA-studie der $CO_2$-utslippet fra to innovative resepter sammenlignes med $CO_2$-utslippet fra en alminnelig benyttet injeksjonsmasse. Artikkelen presenterer resultater fra laboratorietester og LCA-analysen og evaluerer potensialet som eventuelt finnes ved å benytte substitutter for sement.

## ABSTRACT

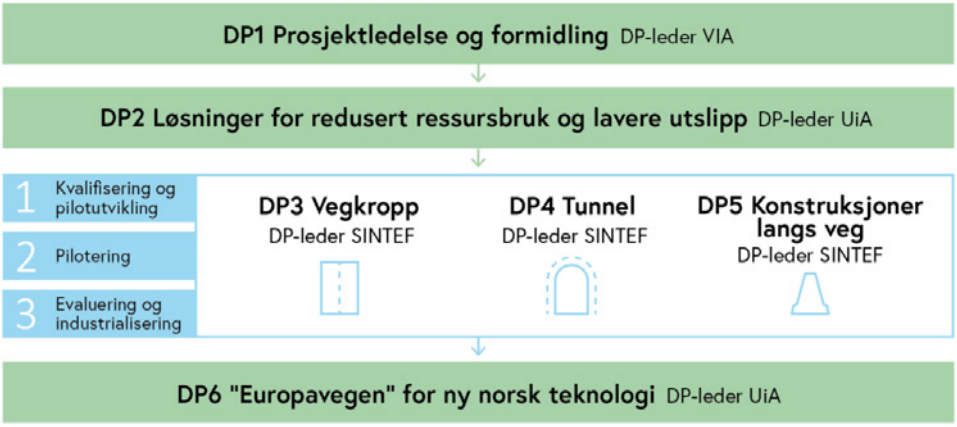
The Norwegian research project "Sustainable value chain and use of materials in road construction" aims to find novel ways of reducing environmental impacts of road infrastructure through recycling and reuse of waste materials. Over the course of three year, the project will pilot at least ten new solutions aimed at promoting more sustainable road construction and reducing greenhouse gas emissions. One of these pilots is $CO_2$ reduced grout for rock mass grouting in tunnels. This paper presents a study of two different approaches to reduce the $CO_2$ emission of grout for rock mass grouting: 1) up to 30% reduction of cement content, using Silica Greenstone, a product derived from waste, as cement replacer; and 2) grout without cement clinker, using alkali-activated binder and mining tailings. Laboratory results for setting-time, viscosity and bleeding was found to be comparable to traditional cement-based recipes. The two approaches are also analysed using life cycle assessment (LCA) to understand the potential $CO_2$ emissions reductions compared to standard grout.

## INNLEDNING

Ved berginjeksjon benyttes i hovedsak sementbasert injeksjonsmasse. Sementbasert forinjeksjon står for en betydelig andel av $CO_2$-utslippet i forbindelse med tunneldriving i dag spesielt i urbane strøk der strenge krav til tetthet er gitt (Bergsdal, 2012). I betongindustrien har det i mange år vært fokus på alternative bindemidler og

lavkarbonbetong, men for injeksjonsmasse har det vært lite forskning og utvikling innenfor dette området. Internasjonalt har det vært mer forskning på alternative bindemidler for injeksjonsmasse (Das et al. 2022), men det finnes ingen nye kommersielle produkter på markedet. Noe av årsaken til dette kan være knyttet til liten etterspørsel i markedet, samt behovet for å ha relativt kort og kontrollerbar avbindingstid.

Grønn Platform-prosjektet "Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging" har som mål å etablere nye metoder for å redusere miljøbelastningen ved vegbygging gjennom resirkulering og gjenbruk av materialer, med spesielt fokus på masser og materialer fra anleggsplassen, biprodukter fra gruve og prosessindustri, samt resirkulert glass. Prosjektet er organisert som vist i Figur 1, der selve pilotutviklingen og piloteringen skjer i delprosjektene (DP) 3 til 5, henholdsvis vegkropp, tunnel og konstruksjoner langs vegen. DP 2 omhandler bærekraft og LCA og DP 6 arbeider med kartlegging av barrierer for innovasjon, f.eks. regelverk, insentiver og generelle oppfatninger i bransjen og hvordan de kan løses. DP 2 og 6 jobber på tvers av DP 3 DP 4 og DP 5.I løpet av tre år skal prosjektet pilotere minimum ti nye løsninger som skal bidra til mer bærekraftig vegbygging og reduserte klimagassutslipp.




*Figur 1: organisering av Grønn Platform-prosjektet "Bærekraftig verdikjede og materialbruk i vegbygging" (BVM Vegbygging, 2024).*

En av pilotene er $CO_2$-redusert injeksjonsmasse for berginjeksjon i tunneler som inngår som en av pilotene i DP 4 Tunnel. Innen prosjektet har det blitt utført en studie på to ulike tilnærminger for utvikling av $CO_2$-redusert injeksjonsmasse; 1) reduksjon av sementinnholdet ved å benytte Silica Greenstone (SiGS) som sementerstatter, og 2) injeksjonsmasse uten sementklinker, ved bruk av alkali-aktivert bindemiddel.

Her presenteres noen av resultatene fra fase 1; kvalifisering og pilotutvikling:

1. Reseptutvikling og resultater fra laboratorieforsøk.
2. Klimagassreduksjon, LCA.

## BESKRIVELSE AV DE INNOVATIVE INJEKSJONSMASSENE

### Sementbasert injeksjonsmasse med SiGS som sementerstatter

SiGS (Silica Green Stone) er et biprodukt fra produksjon av SiMn (siliko-mangan), produsert av Eramet. Materialets sammensetning er vist i Tabell 1. SiGS inneholder lave nivåer av tungmetaller, inneholder ingen organiske forbindelser og er inert med hensyn til utlekking i vann eller reaksjon med luft. SiGS er et nullutslippsprodukt Årlig produksjon av SiGS er 140-150 kt (Eramet (2024), Hunsbedt (2022)).

*Tabell 1: materialsammensetting for SiGS (Eramet, 2024)*

| Forbindelse | Mengde [%] |
|---|---|
| **MnO** | 4-8 |
| **$SiO_2$** | 42-45 |
| **$Al_2O_3$** | 13-17 |
| **CaO** | 22-24 |
| **MgO** | 6-10 |
| **Sporstoffer** | Avhengig av råmaterialet |

SiGS har i de senere år vekket interesse i betongindustrien og er i sluttfasen av en standardisering for bruk som sementerstatter i betong. Dette er den første studien hvor SiGS har blitt testet som sementerstatter i sementbasert injeksjonsmasse, etter tidligere suksess med å redusere $CO_2$-utslipp fra betong (Klockar og Nilsskog, 2023). SiGS ble gjennom prosjektet finmalt til en finhet på $D_{95}$ < 25 µm for å matche kornstørrelsen til Injeksjonsement 25, levert av Heidelberg (Heidelberg Materials, 2024).

### Alkali-aktivert injeksjonsmasse

Cemonite har utviklet en teknologi der de bruker gruveavgang og andre typer restmaterialer som råmaterialer for å produsere bindemidler helt uten Portland-sement. Den kjemiske herdeprosessen er basert på alkali-aktivering (Cemonite, 2024). I dette prosjektet ble denne teknologien brukt til å fremstille alkali-aktivert injeksjonsmasse. Den alkali-aktiverte injeksjonsmassen var i denne studien sammensatt av Noritt, co-binder og aktivator. Noritten er gruveavgang fra Tellnes-gruven (Titania AS), som ble finmalt til en finhet på $D_{95}$ < 25 µm. En tidligere studie har vist potensiale for betydelig reduksjon i klimagassutslipp i betong (Brekke og O'Born, 2024).

## METODE FOR LABORATORIETESTING

Målet med den innledende testingen var å utvikle resepter som kan møte kravene i dagens marked. Laboratorietestingen ble gjennomført i tre steg for begge tilnærmingene, som vist i

*Tabell 2: oversikt over laboratorietesting for innovative injeksjonsmasser.*

| Injeksjonsmasse | | Målsetning | Lab |
|---|---|---|---|
| **Sementbasert** | Steg 1 | Finne tilsetningsmidler kompatible med SiGS | SINTEF |
| | Steg 2 | Teste ulike mengder sementerstatning<br>Teste ulike v/b-forhold (vann/bindemiddel-forhold) | SINTEF |
| | Steg 3 | Utlekking av kjemikalier | SINTEF/ ALS |
| **Alkali-aktivert** | Steg 1 | Initial testing av resepter | Cemonite |
| | Steg 2 | Effekt av ulik mengde co-binder<br>Effekt av ulik mengde aktivator | SINTEF |
| | Steg 3 | Utlekking av kjemikalier | SINTEF/ ALS |

Testmetodene for injeksjonsmasse ble valgt til å være tilsvarende tester som utføres på anlegg under forinjeksjon i norske tunnelprosjekter; 1) kopp-test for å vurdere tidlig fasthetsutvikling, 2) bleeding/vannutskillelse og 3) Marsh Cone. I tillegg ble mini-slump i henhold til NS-EN 445 utført. Blandingen ble gjort ved bruk av en Warner-blender, med en blandetid på 2 minutter. Batchstørrelsen var 2 kg for alle blandingene.

**Steg 1 for sementbasert injeksjonsmasse med SiGS som sementerstatter**

Tradisjonelle resepter som benyttes mye i bransjen ble benyttet som referanse, der vanlig brukte superplastiserende midler og akseleratorer fra Mapei og Master Builder Solutions ble benyttet. Begge leverandørene ble kontaktet og leverte produkter som kunne antas å være kompatible med SiGS, disse er vist i Tabell 3.

*Tabell 3: oversikt over tilsetningsstoffer.*

| Tilsetningsstoff | Produktnavn | Leverandør |
|---|---|---|
| **Superplastiserende** | Grout tech system W | Mapei |
| | Master Glenium ACE | Master Builders Solutions |
| | Rheobuild 2000 | Master Builders Solutions |
| **Akselerator** | Mapefast Ultra N | Mapei |
| | Mapefast SA | Mapei |
| | Master X-seed | Master Builders Solutions |

I steg 1 ble det totalt blandet 28 sementbaserte resepter.

Tabell 4 viser de mest vellykkede innovative reseptene. Prosentene refererer til andelen av den totale vekten av faststoffinnholdet. Tilsetningsstoffene anses som flytende, og vekten av disse trekkes derfor fra væskeinnholdet. Vann/bindemiddel-forholdet (v/b) var 1,0 for alle oppskriftene.

*Tabell 4: innovative resepter med best resultat i fra laboratorietesting i steg 1.*

| ID | Sammensetning | Superplastiserende | Akselerator |
|---|---|---|---|
| **21** | Sement 80% + SiGS 20% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA |
| **27** | Sement 80% + SiGS 20% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed |

**Steg 2 for sementbasert injeksjonsmasse med SiGS som sementerstatter**

Resultatene fra steg 1 dannet grunnlaget for oppskriftene utviklet for steg 2. Som beskrevet i

Tabell 2, var målene for testingen: 1) ulike nivåer av sementerstatning og 2) ulike v/b-forhold. Tabell 5 viser reseptene for injeksjonsmasse i steg 2. Prosentandelene refererer til vekten av faststoffinnholdet, som forklart i forrige avsnitt. Laboratorie- og materialtemperaturen var 8˚C.

*Tabell 5: resepter for sementbasert injeksjonsmasse i steg 2 av laboratorietestingen.*

| ID | Sammensetning | Superplastiserende | Akselerator | v/b-forhold |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA | 1.0 |
| **2** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Grout tech sys. W | 1.5% SA | 1.0 |
| **3** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA | 1.0 |
| **4** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Grout tech sys. W | 1.5% SA | 1.0 |
| **5** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA | 0.8 |
| **6** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Grout tech sys. W | 1.5% SA | 0.8 |
| **7** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA | 0.8 |
| **8** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Grout tech sys. W | 1.5% SA | 0.8 |
| **9** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed | 1.0 |
| **10** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Rheobuild 2000 | 1.5% X-seed | 1.0 |
| **11** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed | 1.0 |
| **12** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Rheobuild 2000 | 1.5% X-seed | 1.0 |
| **13** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed | 0.8 |
| **14** | Sem 70% + SiGS 30% | 1% Rheobuild 2000 | 1.5% X-seed | 0.8 |
| **15** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed | 0.8 |
| **16** | Sem 80% + SiGS 20% | 1% Rheobuild 2000 | 1.5% X-seed | 0.8 |
| **17** | Sem 100% | 1% Grout tech sys. W | 1% SA | 1.0 |
| **18** | Sem 100% | 1% Rheobuild 2000 | 1% X-seed | 1.0 |

**Steg 2 Alkali-aktivert injeksjonsmasse**

Steg 1 av laboratorietestingen ble utført hos Cemonite og presenteres ikke her. Oppskriftene for alkali-aktivert injeksjonsmasse i steg 2 av laboratorietestingen er presentert i Tabell 6. Prosentandelene refererer til andelen av vekten av bindemiddelinnholdet. Spesifikasjonene for co-binder og alkali-aktivatoren er foreløpig konfidensielle og kan derfor ikke oppgis.

*Tabell 6: resepter for alkali-aktivert injeksjonsmasse i steg 2 av laboratorietestingen.*

| ID | Noritt | Co-binder | Aktivatorstyrke | v/b-forhold |
|---|---|---|---|---|
| **1** | 50% | 50% | Medium | 1.0 |
| **2** | 50% | 50% | Medium | 0.87 |
| **3** | 60% | 40% | Medium | 1.0 |
| **4** | 60% | 40% | Medium | 0.87 |
| **5** | 50% | 50% | Lav | 0.94 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **6** | 50% | 50% | Lav | 0.82 |
| **7** | 60% | 40% | Lav | 0.94 |
| **8** | 60% | 40% | Lav | 0.82 |
| **9** | 70% | 30% | Lav | 0.94 |
| **10** | 70% | 30% | Lav | 0.82 |
| **11** | 74% | 26% | Lav | 1.0 |

**METODE FOR LCA**

Et ytterligere mål med denne studien var å utvikle en grunnleggende forståelse av $CO_2$-utslippene fra sementbasert injeksjonsmassene med SiGS og alkali-aktivert injeksjonsmasse. Ved bruk av livsløpsvurderingsmetoder (LCA) ble to sementbaserte blandinger av injeksjonsmasse og alkali-aktivert injeksjonsmasse sammenlignet med tradisjonell injeksjonsmasse med "Injeksjonsement 25" fra Heidelberg, for å etablere en baseline $CO_2$-profil. LCA-standarden ISO 14040:2006 ble fulgt for analysen, som består av fire deler: 1) Mål og omfang, 2) Inventaranalyse, 3) Påvirkningsvurdering og 4) Tolkning.

Målet med denne studien var å sammenligne mengde injeksjonsmasse for en funksjonell enhet på 1 meter tunnel for tre ulike materialblandinger. Omfanget av studien er fra "vugge til port" og basert på norske forhold. Materialproduksjonen antas å foregå under norske forhold, med norsk energimiks og vanlige lokale materialer. For hver meter tunnel ble det antatt at det kreves 900 kg sement, og det ble forutsatt at levetiden og de mekaniske egenskapene til hver injeksjonsmasse var identiske basert på laboratorietesting.

*Dataene for livssyklusinventarliste (LCI) er hentet fra møter og interne dokumenter med Cemonite og Eramet, mens LCI for referansescenarioet med vanlig mikrosement kommer fra oppskriften på Heidelberg "Injeksjonsement 25". Analysen ble utført med SimaPro versjon 9.5.0.1, med påvirkningsvurderingsmetoden ReCiPe 2016 (midtpunkt, hierarkisk perspektiv). Databasen ecoinvent 3.9.1 (enhetsprosess) ble brukt, med enkelte prosessjusteringer for å tilpasse til norske forhold. En liste over datamodifikasjoner og antakelser finnes nedenfor i*

*Tabell 7: oversikt over datamodifikasjoner og antagelser i LCA-modellen.*

| Material | Prosess | Kilde |
|---|---|---|
| **Vann** | Vann fra springen (CH) modifisert for Norge | ecoinvent 3.9.1 |
| **Sement (CEM I)** | Heidelberg EPD for CEM I 52,5 | EPD Norway |
| **SiGS** | Null-utslippsmaterial, energiforbruk ved oppmaling | Eramet |
| **Rheobuild 2000PF** | Kjemikalie, organisk (GLO), «market for» | ecoinvent 3.9.1 |
| **Master X-Seed** | Tilsetningsmateriale for sement (RER), «market for» (proxy-prosess) | ecoinvent 3.9.1 |
| **Co-binder** | Blast furnace slag (GLO), «market for» (proxy-prosess) | ecoinvent 3.9.1 |
| **Aktivator** | Natriumsilikat, fast stoff (RER), «market for» (proxy-prosess) | ecoinvent 3.9.1 |
| **Noritt** | Null-utslippsmaterial, energiforbruk ved oppmaling | Cemonite |

## RESULTATER

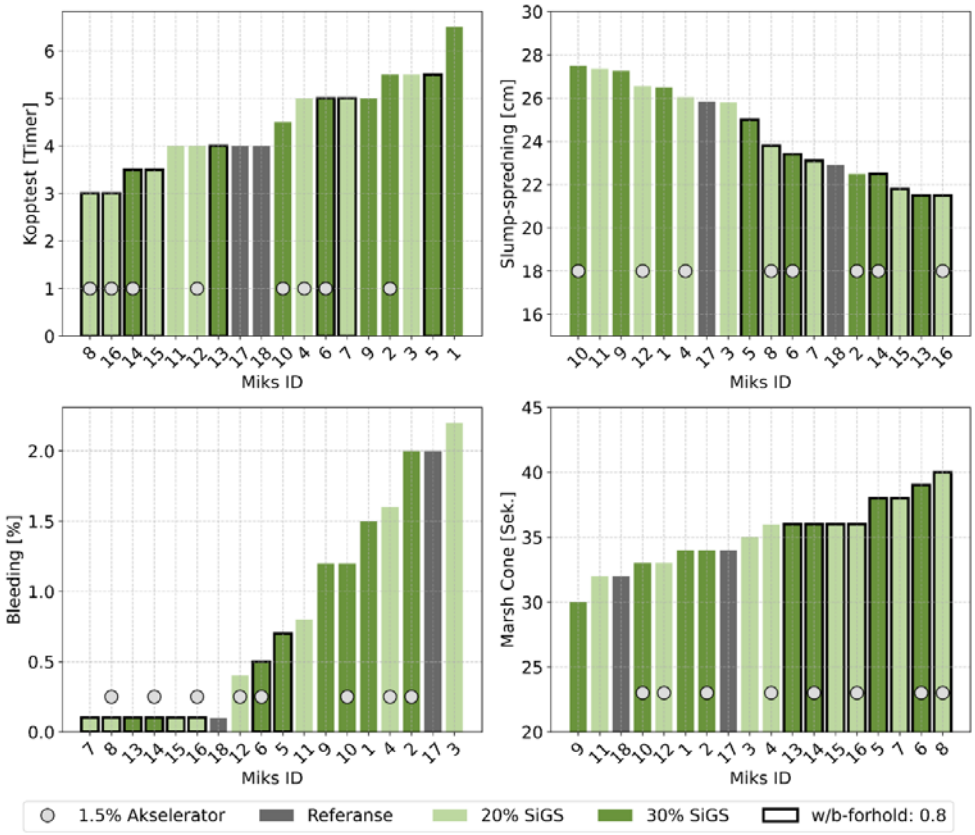
### Resultater for sementbasert injeksjonsmasse med SiGS som sementerstatter

Resultatene for sementbasert injeksjonsmasse med SiGS som sementerstatning vises i Figur 2. Følgende generelle observasjoner ble gjort:

- Som forventet ble den korteste herdetiden oppnådd ved redusert v/b-forhold og økt mengde akselerator, med unntak av miks 6.
- Kombinasjonen av Rheobuild 2000 og X-seed (miks 11) ser ut til å være kompatibel med SiGS når det gjelder tidlig fasthetsutvikling, ettersom 20 % sementerstatning gir samme resultat som begge referanseblandingene.
- Slump-spredningen ble generelt forbedret ved å erstatte sement med SiGS, både ved 20 % og 30 % erstatning.
- Bleeding for alle de sementbaserte blandingene var innenfor akseptabelt område, som i de fleste tunnelprosjekter er <2 %, med unntak av miks 3 med 30 % SiGS og SA som akselerator.
- Mengden bleeding var sterkt avhengig av typen akselerator. Blandinger med X-seed hadde svært lite bleeding. Under den innledende testingen i Trinn 1 ble superplastiserende midler testet i blandinger både uten og med akseleratorer, noe som identifiserte spesifikke tilsetningsstoffer som forårsaker økt bleeding.
- SiGS ga en minimal økning i bleeding.
- Som forventet ble lengre Marsh Cone-tider oppnådd ved redusert v/b-forhold og økt mengde akselerator.
- For både 20 % og 30 % sementerstatning ble Marsh Cone-tidene redusert.

Oppsummert ble oppskriftene med 20 % SiGS som sementerstatning, vurdert til å være vellykkede, sammenlignet med referansene. Referanseinjeksjonsmassene representerer blandinger som er vanlig å benytte til berginjeksjon i Norge. Resultatene

viser tydelig at Rheobuild 2000 og X-seed er de mest kompatible tilsetningsstoffene av produktene testet i denne studien. Den mest vellykkede oppskriften ble ansett å være miks 11.




*Figur 2: resultater fra fase 2 for sementbasert injeksjonsmasse.*

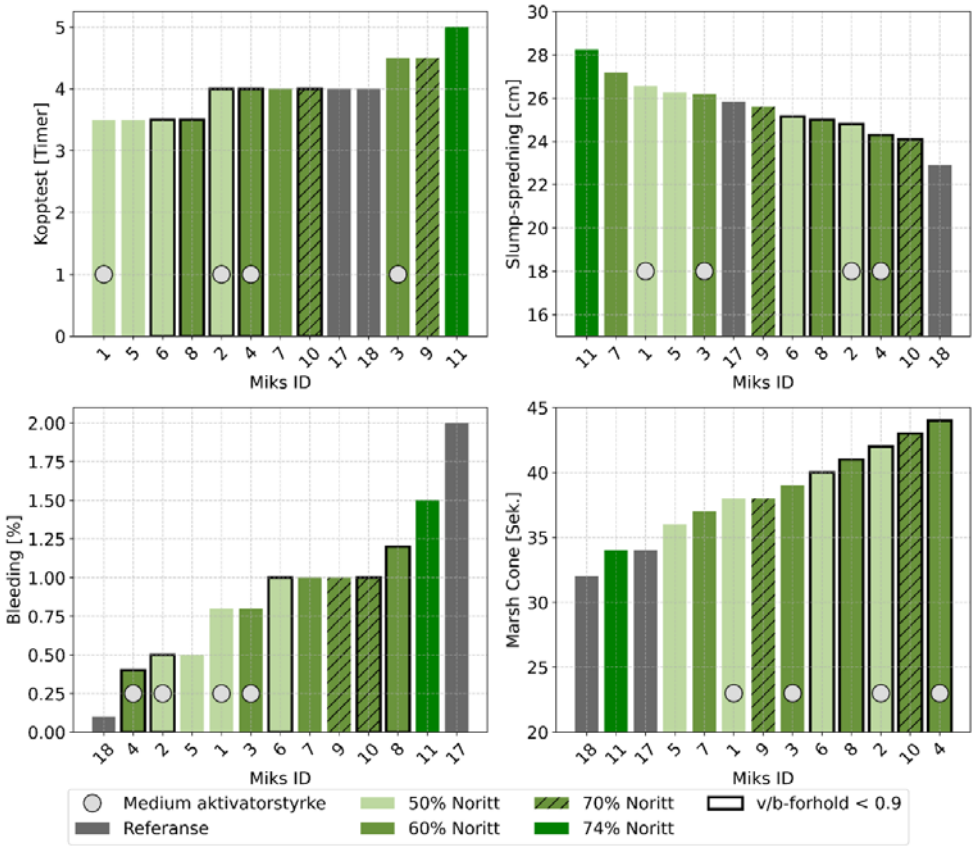
**Resultater for Alkali-aktivert injeksjonsmasse**

Resultatene for alkali-aktivert injeksjonsmasse vises i Figur 3. Følgende generelle observasjoner ble gjort:

- Herdetiden for de fleste alkali-aktiverte injeksjonsmassene var kortere enn for de sementbaserte injeksjonsmassene. Det kan nevnes at de alkali-aktiverte injeksjonsmassene forble svært flytende inntil de plutselig begynte å tykne ca. 30 minutter før prøven kunne vippes opp-ned.
- Økningen i Noritt førte ikke til en betydelig økning i herdetiden, noe som var uventet.
- Endringen i aktivatorstyrke påvirket ikke herdetiden så mye som forventet.
- Slump-spredningen var større for blandinger med alkali-aktivert injeksjonsmasse.
- Bleeding for de alkali-aktiverte blandingene var innenfor akseptabelt område, som i de fleste tunnelprosjekter er <2 %.

- Økt mengde Noritt ga en liten økning i bleeding, men høyere aktivatorstyrke og lavere v/b-forhold kan kompensere for denne økningen.
- Det ble observert sedimentering i de alkali-aktiverte blandingene, noe som anses som bekymringsverdig i forhold til berginjeksjon.
- Resultatene fra Marsh Cone-testen viser lengre tider for de alkali-aktiverte blandingene, bortsett fra miks 11 med 74 % Noritt. Denne signifikante forskjellen var overraskende, siden slump-spredningen for de alkali-aktiverte blandingene var bedre enn for de sementbaserte referansene.

Testresultatene for de alkali-aktiverte blandingene er lovende og indikerer at denne typen injeksjonsmasse kan ha potensial for fremtidig bruk. Filtreringsstabiliteten må undersøkes videre, ettersom testresultatene indikerte sedimentering under bleeding-testene.




*Figur 3: resultater fra fase 2 for alkali-aktivert injeksjonsmasse.*

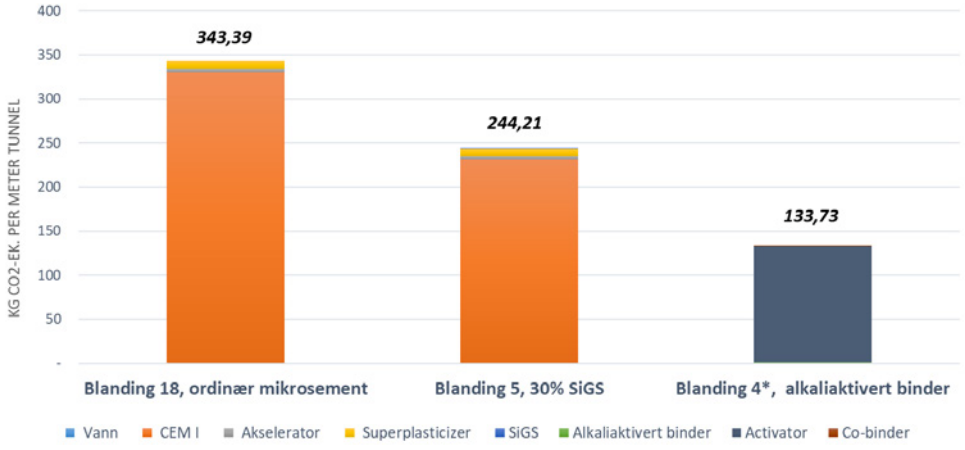
### LCA og sammenligning av $CO_2$-utslipp

LCA-resultatene sammenligner standard mikrosement med 100 % sementinnhold (miks 18), 70 % mikrosement + 30 % SiGS (miks 5), og den alkali-aktiverte miksen med 60 % noritt og 40 % co-binder (miks 4* – alkali-aktivert injeksjonsmasse). Materialoppskriftene er vist nedenfor i Tabell 8.

*Tabell 8: resepter for injeksjonsmassene benyttet i studien, gitt i %.*

| ID | Vann | CEM I | SiGS | Rheobuild | X-seed | Aktivator | Noritt | Co-binder |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **18** | 49% | 50% | - | 0,5% | 0,5% | - | - | - |
| **5** | 49% | 35% | 15% | 0,5% | 0,5% | - | - | - |
| **4*** | 30.8% | - | - | - | - | 19.25% | 29.97% | 19.98% |

De samlede resultatene fra LCA-studien er vist i Figur 4 og Tabell 9. Dette viser at standard sementbasert injeksjonsmasse, miks 18, har de høyeste totale $CO_2$-ekvivalente utslippene per meter tunnel. Dette skyldes hovedsakelig de høye utslippene knyttet til sementproduksjon. Injeksjonsmassen med lavest utslipp er miks 4*, som bruker alkali-aktiverte materialer og Noritt, som er gruveavgang. Miks 4* har svært lave utslipp fordi hovedproduksjonsprosessen er finmaling av Noritt-materialet ved bruk av norsk lavutslippselektrisitet. Aktivatoren er den største utslippskilden for miks 4* og er også en kilde til usikkerhet i analysen. Ulike aktivatormaterialer kan brukes i alkali-aktivert sement (som NaOH, KOH, osv.), men litteraturen for aktivatoren som er brukt i Cemonite-blandingen er ikke offentlig tilgjengelig (dog kjent for forskerne). Derfor ble en substitusjonsprosess med kaliumsilikat valgt for å representere den faktiske aktivatoren. Valget av kaliumsilikat er for det meste representativt for den reelle aktivatoren, men fremtidige studier på Cemonite-blandingen vil måtte gjøre denne informasjonen mer tilgjengelig. Miks 5 som bruker SiGS har en høyere miljøpåvirkning enn miks 4*, men er 29 % lavere enn standard sementbasert injeksjonsmasse. SiGS miks 5 representerer den optimale blandingen. Det kan potensielt brukes en høyere andel SiGS i forhold til CEM I i fremtiden, men ytterligere laboratorietesting er nødvendig.




*Figur 4: bidrag av $CO_2$-ekvivalenter for injeksjonsmassene per meter tunnel*

*Tabell 9: bidrag av $CO_2$-ekvivalenter for injeksjonsmassene per meter tunnel.*

| **Resept ID** | **18** | **5** | **4*** |
|---|---|---|---|
| **Vann** | 0,04 | 0,04 | 0,02 |
| **CEM I** | 330,64 | 231,45 | - |
| **SiGS** | - | 0,02 | - |
| **Rheouild 2000** | 9,46 | 9,46 | - |
| **x-seed** | 3,24 | 3,24 | - |
| **Aktivator** | - | - | 132,10 |
| **Noritt** | - | - | 0,97 |
| **Co-binder** | - | - | 0,63 |
| **Total** | 343,39 kg $CO_2$-e | 244,21 kg $CO_2$-e | 133,73 kg $CO_2$-e |

## DISKUSJON OG KONKLUSJON

Laboratorietestingen av SiGS (Silica Green Stone) som sementerstatning i sementbasert injeksjonsmasse og alkali-aktivert injeksjonsmasse med bruk av gruveavgang har vist lovende resultater. Resultatene for tidlig fasthetsutvikling, bleeding/vannutskillelse og Marsh Cone var sammenlignbare med referanseinjeksjonsmassene. Test for filtreringsstabilitet ble ikke inkludert i disse forsøkene, men er et svært viktig aspekt som bør undersøkes videre for begge tilnærmingene. Tegn til sedimentasjon under bleeding-testene på de alkali-aktiverte blandingene bør undersøkes nærmere. Aktivatoren som brukes for den alkali-aktiverte injeksjonsmassen er svært alkalisk, og metodikken for blanding av store mengder må vurderes fra et HMS-perspektiv, noe som krever ytterligere undersøkelser.

Neste steg i prosjektet er å gjennomføre en fullskalatest i en norsk tunnel. Under fullskala testing av injeksjonsmassen under forinjeksjon av tunnel vil det benyttes en resept med SiGS som sementerstatning, miks 11 med 20 % sementerstatning.

LCA-studien viste et stort potensial for utslippsreduksjoner gjennom bruk av SiGS som sementerstatter i sementbasert injeksjonsmasse og ved bruk av Cemonite alkali-aktiverte materialer ved forinjeksjon i tunnel. Studien var begrenset i omfang til kun å inkludere $CO_2$-ekvivalente utslipp og tre mulige blandinger. Modellens detaljeringsnivå i denne studien er også begrenset ved at den ikke inkluderer hele inventarinformasjonen for den alkali-aktiverte blandingen, og modellen omfatter heller ingen byggeprosesser eller levetidsvurdering av disse materialene, da dette er en studie fra vugge til port. Disse begrensningene bør adresseres i en fremtidig LCA-studie som en del av forskningsprosjektet etter at pilotforsøk er utført.

Følgende konklusjoner trekkes fra denne studien:

- Resultatene indikerer at både SiGS som sementerstatning i sementbasert injeksjonsmasse og alkali-aktivert injeksjonsmasse med bruk av gruveavgang kan være mulige fremtidige produkter for forinjeksjon i tunneler.
- Videre undersøkelser må gjennomføres for å vurdere injeksjonsmassenes filtrasjonsstabilitet og inntrengningsevne i fine sprekker.
- Potensialet for utslippsreduksjon ved bruk av SiGS som sementerstatning er 29 % sammenlignet med tradisjonell sementbasert injeksjonsmasse. Potensiell reduksjon for alkali-aktivert injeksjonsmasse med bruk av gruveavgang er 62 % sammenlignet med tradisjonell sementbasert injeksjonsmasse.

## ANERKJENNELSE

Forskningen er gjennomført som en del av prosjektet "Grønn Platform – Bærekraftig verdikjede og materialer i vegbygging" og er finansiert av Norges Forskningsråd under prosjektnummer 340901 med Nye Veier som prosjekteier.

## *REFERANSER*

*Bergsdal, H., "Environmental analysis; Norwegian High Speed Railway Project," MiSA, 2012.*

*Brekke, S. og O'Born, R. (2024). Life Cycle Assessment of Geopolymer Concrete Made with Tailings from Ilmenite Mining. Proceedings from The 1st International Conference on Net-Zero Built Environment in: Innovations in Materials, Structures and Management Practices. ISBN: 978-3-031-69625-1*

*BVM Vegbygging (2024). Prosjektnettside. https://www.bvm-vegbygging.no/*

*Cemonite. 2024. Cemonite sin offisielle nettside, https://www.cemonite.com/#product*

*Das, S., Saha, P., Jena, S. P., og Panda, P. (2022). Geopolymer concrete: Sustainable green concrete for reduced green house gas emission–A review. Materials Today: Proceedings, 60, 62-71.*

*EPD Norway. 2022. "Environmental product declaration Norcem Micro, Brevik - CEM I 52,5 R" NEPD-3944-2902-NO. https://www.sement.heidelbergmaterials.no/sites/default/files/2022-12/NEPD-3944-2902_Norcem-Micro--Brevik---CEM-I-52-5-R_0.pdf*

*Eramet. 2024. Personlig kommunikasjon med Eramet (Øyvind K. Kjørkleiv)*

*Heidelberg Materials. 2024. Injeksjonsement 25. Besøkt 09.10.2024*

*Hunsbedt, L. 2022. "Silica Green Stone - An ENO project for actively contribute to development of the circular economy and to reduce energy and climate footprint"*

*https://www.sisal-pilot.eu/wp-content/uploads/2022/10/SISAL-CLUSTERING-EVENT-06_10_22-Eramet.pdf*

*ISO, "ISO14040: Environmental management-life cycle assessment principles and frameworks." British Standards In stitution, London, 2006*

Zack Klockar and Steinar Nilsskog. 2023. "*Life cycle assessment – upgrading silica greenstone for use as cement substitute*" Internal project deliverable 5.1 in ValSiGS project. NFR BIA 309641. *https://www.sement.heidelbergmaterials.no/no/node/35640*

Fjellsprengningskonferansen 2024

# NY GENERASJON RENSEANLEGG

## New generation treatment plant

Magnus Evang, prosjektingeniør og limnolog, Veidekke AS

## SAMMENDRAG

Tunnelprosjektet K1B på Fornebubanen inkluderer et avansert vannrenseanlegg, hvor både miljøvennlige og kostnadseffektive løsninger står i fokus. Renseanlegget sikrer at vann med ulik forurensning fra injeksjon, boring og maskinbruk behandles til gjeldende påslippskrav. Gjennom en flertrinns renseprosess filtreres og avvannes slam ved hjelp av sedimentasjonslameller og filterpresse og som gjør vannet egnet til gjenbruk og/eller avhending til resipient (kommunalt ledningsnett). Prosjektet bidrar til betydelige besparelser ved redusert vanninnkjøp, minimal transport av mengder slam, og dermed et mer bærekraftig vannforbruk. Den kontinuerlige sanntidsovervåkningen gjør at operatører kan optimalisere prosessen og sikre kvalitet på både vann og slam. Selv om renseanlegget innebærer betydelige initialkostnader, viser beregninger langsiktige økonomiske fordeler i form av lavere driftsutgifter enn eldre systemer. Erfaringene fra K1B viser potensialet i moderne teknologi for å balansere miljøhensyn og økonomisk gevinst i store infrastrukturprosjekter, samtidig som prosjektet setter en høy standard for framtidig bruk av renseteknologi i Veidekke.

## SUMMARY

The K1B tunnel project on the Fornebubanen includes an advanced water treatment facility focusing on both environmentally friendly and cost-effective solutions. The treatment plant ensures that water with various contaminants from injection, drilling, and machinery use is processed to meet applicable discharge requirements. Through a multi-step purification process, sludge is filtered and dewatered using a filter press and sedimentation lamellae, making the water suitable for reuse and/or disposal to the recipient (municipal pipeline network). The project contributes to significant savings by reducing water procurement and minimizing the transport of sludge, thereby promoting a more sustainable water use. Continuous real-time monitoring enables operators to optimize the process and ensure quality control of both water and sludge. Although the treatment facility involves substantial initial costs, calculations show long-term economic benefits in the form of lower operational expenses than older systems. Experiences from K1B demonstrate the potential of modern technology to balance environmental considerations with economic gain in large infrastructure projects, while setting a high standard for future use of purification technology at Veidekke

## INNLEDNING

K1B er et tunnelprosjekt knyttet til utbyggingen av Fornebubanen, en del av T-banenettet i Oslo, som omfatter strekningen mellom Fornebu og Majorstuen. Prosjektet K1B er en av flere delparseller og utgjør strekningen Skøyen – Majorstuen. Fornebubanen (FOB) er byggherre på prosjektet. Totalt skal det drives 3380 meter tunnel, der parsellens lengde er 1980 meter. Prosjektet innebærer systematisk injeksjon som tettestrategi, og det vil i perioder pågå tunnelarbeid på fire stuffer (arbeidsfronter) samtidig. Til sammen er det prosjektert at ca 240 000 fm³ med fjellmasser skal transporteres ut via tverrslaget på Madserud.

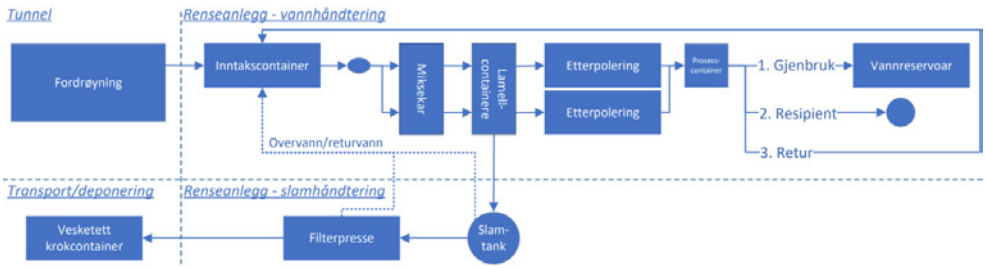
Som en del av prosjektet har Veidekke (VD) etablert et pilotprosjekt for vannrensing på Madserud. Dette renseanlegget er utviklet med mål om høy gjenbruksgrad av vann, og det fungerer også som en viktig investering i kostnadseffektiv og bærekraftig tunneldrift. Anlegget møter påslippskravene fra Vann- og avløpsetaten i Oslo (VAV) samtidig som det bidrar til å redusere miljøbelastningen ved å muliggjøre gjenbruk av vann i anleggsprosessen.

I tillegg er anlegget utformet slik at slammet oppfyller kravet fra FOB om minst 55 % tørrstoff, noe som også gjør transport og deponering mer effektivt og reduserer miljøpåvirkningen.

Vannrenseanlegget skal være operativt gjennom hele anleggsperioden, fra 08/2023 til 11/2026. Oppsettet er tilpasset VAVs grenseverdier og krav til pH-verdi, konsentrasjon av grunnstoffer og mengde suspendert stoff i utslippsvannet. Anlegget representerer et betydelig skritt mot en mer miljøvennlig og effektiv håndtering av vann- og slamressurser i tunnelutbyggingsprosjekter.

## RENSEANLEGGETS OPPBYGGNING

Vannet som finnes i tunnelen, kommer fra flere ulike kilder. Dette inkluderer innsig, regn- og overflatevann, vann fra spyleplasser for maskiner og utstyr i tunnelen, og hjulvaskesystemer for massetransport. Hovedmengden av vann stammer imidlertid fra boring i fjell (salve- og langhullsboring), der vann benyttes til å kjøle borkronen og spyle borehullet rent for borkaks. Injeksjonsprosesser bidrar også til vanntilførselen, da det ofte brukes injeksjonsmasse som pumpes inn med høyt trykk og i store mengder. Dette kan føre til noe lekkasje av både vann og injeksjonsmasse. Det påpekes i denne sammenheng at vi driver i utfordrende berg som er lagdelt og med mye sprekkdannelser.




*Figur 1: Flytskjema renseanlegg (illustrasjon laget av Øyvind Brun).*

**Fordrøyning i tunnelen**

Overskuddsvann i tunnelen ledes gjennom grøfter til nærmeste pumpe, som transporterer vannet videre til tre seriekoblede containere utstyrt med omrøring for å forhindre sedimentering av partikler og slam. Herfra pumpes vannet opp til en container med omrøring ved tunnelutgangen, hvor det så føres videre til renseanlegget som står i et 12 m x 24 m isolert telt ute på riggområdet.

**Inntakscontainer**

På renseanlegget samles alt vannet i en inntakscontainer med omrøring, som har to sensorer for måling av pH og turbiditet. På grunnlag av pH-målingene tilsettes $CO_2$ for justering av pH-verdien, slik at utslippskravene overholdes og kjemikaliene i renseprosessen kan virke optimalt. pH-målingene i inntakscontaineren styrer også vanninntaksmengdene prosentvis ved høy pH. Ved for høy pH stanser renseanlegget vanninntaket til pH-nivået i inntakscontaineren er justert til ønsket verdi. Injeksjonsmasse som lekker fra fjellet under injeksjon kan øke pH i vannet, derfor kan $CO_2$ også tilsettes manuelt direkte i rørledningen inn til renseanlegget for å håndtere slike topper.

**Miksecontainer**

Fellingskjemikalier og polymer tilsettes mengdeproporsjonalt med vannmengden inn på anlegget i et mikserør før det fordeles på to separate linjer. Hver linje fører til et miksekar som sikrer at kjemikaliene blandes grundig og får nødvendig virketid. Miksekarene er åpne for enkel tidligkontroll av fellingspotensialet til vannet, slik at operatører kan se og sikre korrekt kjemikalietilsetning.

**Lameller**

Fra miksekontaineren renner vannet videre inn i lamellcontaineren. Her ledes vannet ned til en konisk bunn før det beveger seg oppover langs sidene og passerer lamellplater i glassfiber. Disse platene gir en overflate som bremser partikkelbevegelsen, slik at de får tid til å synke til bunnen av beholderen. Rent vann renner over kanten og videre til etterpoleringscontainere. Lamellcontaineren er utstyrt med en vibrator som rister containeren for å løsne partikler som fester seg til lamellene. Lamellene gjør systemet arealeffektivt, og volumet tilsvarer et sedimentasjonsbasseng som er 5–6 ganger større enn lamellcontaineren. Lamellcontaineren åpnes i bunn for å sende slammet til fortykningstank.

*Figur 2: Lamellene i renseanlegget. K1B (bilde tatt av Magnus Evang).*

### Etterpolering

Etterpoleringen er det avsluttende trinnet i renseprosessen. Fra lamellcontainerne ledes vannet over i to større etterpoleringscontainere der mikropartikler får tid til å sedimentere. Oljelenser håndterer eventuelle oljeforurensninger, og et dykket utløp hindrer flytende partikler fra å gå videre i renseprosessen.

### Prosesscontainer

Vannet fra de to linjene samles i prosesscontaineren, der sensorer måler pH og turbiditet på nytt. Basert på målingene rutes vannet enten til et reservoar for gjenbruk, gitt at det oppfyller kravene, eller til avløpsnettet dersom reservoaret er fullt forutsatt at vannet tilfredsstiller krav til påslipp basert på pH og turbiditet. Dersom vannet ikke oppfyller kravene til gjenbruk eller påslipp, føres det tilbake til inntakscontaineren for ny rensing. Et flowmeter registrerer mengden vann som går til påslipp, og det tas proporsjonale vannprøver over en uke for prøveuttak til ukeblandprøve som sendes til laboratorium for analyse.

Prosesscontaineren har et digitalt styringssystem som overvåker renseprosessen kontinuerlig for hele renseanlegget, hvor ventiler, pumper, kjemikaliedosering og grenseverdier for alarmer styres av designerte operatører. Dette reduserer risikoen for feil, minimerer menneskelig påvirkning og sikrer at vannkvaliteten holder høy standard. Operatørene får sanntidsvarslinger om eventuelle avvik, slik at nødvendige justeringer kan utføres umiddelbart. Justering gjøres via en app på telefon eller nettbrett, men kan også gjøres på panelet i prosesscontaineren.

### Reservoar

Reservoaret fylles med renset vann til gjenbruk i tunnelen. Ved behov tilføres rentvann fra det kommunale nettet.

### Fortykningstank

Fortykningstanken konsentrerer slammet. Ventiler under lamellcontainerne åpnes for å pumpe slammet fra bunn av lamellenescontainerne til fortykningstanken, der overflødig vann renner over og tilbake til inntakscontaineren. Tanken har en roterende arm som hindrer at slammet blir for tettpakket og dermed vanskelig å behandle i neste prosess.

### Filterpresse

Slammet fra fortykningstanken pumpes til en filterpresse som avvanner slammet ved å presse vannet mellom lukkede filterplater. Det resulterende tørre slammet samles under pressen i en håndterbar fast masse, som skuffes over i en krokkontainer og fraktes til deponi.

*Figur 3 3: Åpen filterpresse (Bilde tatt av Magnus Evang).*

**Generelt**

Alle containere og beholdere i renseanlegget er utformet slik at vannet ved ev. strømbrudd eller pumpestans vil gå på overløp ned i tunnelen for å forhindre uhellsutslipp. Prosesscontaineren er rigget for fjernstyring, og kameraer rundt renseanlegget muliggjør kontinuerlig overvåking og styring av anlegget. Anlegget er satt opp med faste driftsoperatører og i tillegg nøkkelpersonell som har fått grunnopplæring i drift av anlegget. Dette er nøkkeltiltak for en robust drift av anlegget.

## INNLEDENDE INVESTERING OG LANGSIKTIGE BESPARELSER

Implementeringen av moderne renseanlegg og tilhørende teknologier i store anleggsprosjekter, som tunnelutbygging, innebærer betydelige økonomiske investeringer. Selv om initialkostnadene kan være høye, med avanserte systemer og utstyr for rensing og vannbehandling, kan besparelser oppnås over tid.

I moderne anlegg er kostnadene fordelt på ulike komponenter som filterpresse, pumpesystemer og overvåkningssystemer. Investeringene i automatiserte overvåkningssystemer og kostnadene knyttet til drift og vedlikehold veies opp mot besparelser som redusert vanninnkjøp og effektiv slambehandling. Prosjektet har sett betydelig reduksjon i vanninnkjøpskostnader gjennom systemet for gjenbruk av renset vann. Dette bidrar til redusert behov for rentvann samtidig som kvaliteten opprettholdes på de ulike bruksområdene.

Kostnadseffektivitet gjennom lavere drivstoffkostnader, redusert behov for rentvann og lavere transportutslipp, samsvarer med bærekraftstrategien til Veidekke og byggherren. Det jobbes med utnyttelse av produsert slam som en ressurs.

## BEGRENSNINGER OG OVERVÅKNINGSRUTINER VED GJENBRUK

Selv om gjenbruk av renset vann gir mange fordeler, må det gjøres med forsiktighet for å unngå oppbygging av vannløselige stoffer. Gjentatt gjenbruk kan føre til akkumulering av enkelte stoffer, som for eksempel seksverdig krom fra injeksjonsmasser og sulfat fra bergarten. Disse stoffene har ført til overskridelser på ukeblandprøvene. Regelmessig overvåking og periodisk utskifting av deler av vannet med ferskvann har derfor vært nødvendig for å opprettholde god vannkvalitet.

## EFFEKTIV SEDIMENTERING MED KJEMISK BEHANDLING

For å oppnå optimal rensing benyttes lameller kombinert med kjemisk behandling. Koagulanter/fellingskjemikalier tilsettes for å samle mindre forurensninger til større partikler, og polymerer bidrar til at partiklene bindes sammen til enda større flokker, som deretter kan fjernes mer effektivt fra vannet. Denne behandlingen sikrer at partikler sedimenterer raskt, noe som gir høy vannkvalitet før påslipp.

## MILJØ- OG ØKONOMISK GEVINST VED VANNRESIRKULERING

En av de mest verdifulle fordelene med moderne renseanlegg er muligheten til å gjenbruke renset vann, noe som både sparer miljøet og reduserer driftskostnader. Ved å resirkulere vann til formål som støvdemping, injeksjonsblanding, kjøling av maskiner og boreutstyr, reduseres avhengigheten av lokale ferskvannsressurser. Dette gir en betydelig miljøgevinst og sikrer optimal bruk av tilgjengelig vann, spesielt i områder hvor vannressurser kan være begrensede.

## FORHOLD TIL MASKINBRUK OG OPPRETTHOLDELSE AV VANNKVALITET

Prosjektet oppnår nå en gjenbrukskapasitet på rundt 70 %. Kvaliteten på det rensede vannet er tilstrekkelig til bruk i anleggsmaskiner for kjøling og rengjøring, og med turbiditet på ønsket nivå påvirkes ikke maskinenes ytelse negativt. Over tid vil imidlertid maskindeler som filter, oljekjøler, vannventiler, boremaskiner og høytrykkspylere påvirkes negativt av gjenbruksvann, og ladeapparat for slurry til lading av tunnelsalver kan ikke bruke gjenbruksvann.

## SLAMHÅNDTERING OG SIKKER TRANSPORT

En betydelig fordel med denne behandlingsmetoden er at det avvannede slammet blir vesentlig enklere å håndtere og transportere. Slam med høyt vanninnhold medfører ofte utfordringer under transport, særlig knyttet til lekkasjer og risiko for utilsiktet forurensning, samt at det er vanskeligere og dyrere å deponere. Ved å anvende filterpressen for å redusere vanninnholdet produseres en fast masse som kan fraktes på en sikker måte, uten risiko for lekkasjer eller uønskede utslipp. Denne sikkerheten er spesielt viktig i store prosjekter der det dannes store mengder slam og der trygg og kontrollert transport er avgjørende for prosjektets miljømessige og operasjonelle suksess.

Fordrøyningsbassengene for ubehandlet slamvann i tunnel har som tidligere beskrevet omrøring. Dette bidrar til minimalt med slamfelling i pumpekar i tunnelen. Med omrøring får vi pumpet slammet med vannet ut av tunnelen og presset det i ¨tørt¨ renseanlegget, og slipper dermed utgraving eller slamsuging av pumpecontainere i tunnelen. Dette har spart oss for mye bry og store kostnader.

*Figur 4 4: Ferdig avvannet slam, klar for lasting og transport til deponi (bilde tatt av Magnus Evang).*

## OPPSUMMERING OG FREMTIDIGE MÅL

Erfaringene fra prosjektet viser at moderne renseanlegg er et viktig element for å sikre bærekraft i tunnelprosjekter. Gjennom investering i innovative rensemetoder og samarbeid med bransjeaktører er det Veidekkes ambisjon å etablere oss som en ledende innen vannrenseteknikk i anleggsbransjen. På sikt er målet å oppnå nærmere 100 % gjenbruk av prosessvannet i systemet. Dette vil ikke bare støtte prosjektets mål om sikkerhet og effektivitet, men også bidra til å ivareta verdifulle naturressurser for kommende generasjoner.

*Figur 5 5: Vannflasker som viser vannet ut og inn i renseanlegget (bilde tatt av Magnus Evang).*

**OPPSUMERING**Bruken av ny generasjons renseanlegg har revolusjonert måten vi håndterer anleggsvann og slam på i store og krevende anleggsprosjekter. Gjennom implementering av teknologier som lameller, filterpresse og automatiserte overvåkningssystemer, oppnår vi robust driftssikkerhet, møter påslippskrav, reduserer ressursbehov og oppnår kostnadseffektiv drift. Gjenbruk av renset vann og effektiv slamhåndtering er nøkkelfaktorer i arbeidet mot en mer bærekraftig drift.

Det omfattende tunnelprosjektet K1B, som er en del av Fornebubanen, illustrerer dette godt. Prosjektet mellom Skøyen og Majorstuen har satt krav til at slammet skal ha et minimum av 55 % tørrstoff, og gjenbruk av vann prioriteres for å redusere innvirkningen på Oslos vann- og avløpsnett.

Teknologien bidrar ikke bare til å etterkomme miljøkrav, men også til å redusere prosjektkostnader gjennom besparelser på vanninnkjøp, redusert transportbehov og effektiv slambehandling. Renset vann brukes på nytt i tunnelarbeidet, noe som reduserer behovet for inntak av nytt rentvann og dermed beskytter lokale vannressurser. Likevel oppstår noen utfordringer, som opphoping av vannløselige stoffer, hvilket krever konstant overvåking og jevnlig utskifting med ferskvann.

Med kontinuerlig investering i ny teknologi og et mål om 100 % gjenbruk av prosessvann, posisjonerer K1B-prosjektet seg som et ledende eksempel innen moderne, bærekraftig og miljøvennlig tunnelbygging og ressursforvaltning. Den helhetlige tilnærmingen til vannhåndtering gir verdifulle innspill til fremtidige prosjekter.

# NY LUFTHAVN MO I RANA – SPRENGNING OG MASSEFLYTTING

## New airport Mo i Rana – blasting and earthmoving.

Iver André Josten, Anleggsleder, AF Anlegg

## SAMMENDRAG

I juni 2021 vedtok Stortinget at flyplassprosjektet i Rana skulle gjennomføres, og at Mo i Rana lufthavn Fagerlia skulle bli en realitet. Mo i Rana lufthavn Røssvoll, som er dagens fungerende flyplass, ble åpnet på slutten av 1960-tallet. Flyplassen er kjent for sin krevende innflyvning og korte rullebane. Denne skal nå erstattes og det etableres en ny fullskala flyplass i Fagerlia i Mo i Rana.

Avinor som utbygger har engasjert Sweco for å ivareta prosjektledelsen av utbyggingen, og AF Gruppen Norge ble i 2022 valgt som hovedentreprenør for prosjektet. Utbyggingen ligger i rute til åpning våren 2027. Den store sprengning- og masse-flyttingsjobben, som er en av de store hovedaktivitetene i prosjektet, forventes ferdigstilt våren 2025. Det legges med dette arbeidet til rette for bedre luftfartstilbud og fremtidig vekst for hele regionen.

## SUMMARY

In June 2021, the Norwegian Parliament decided to proceed with the airport project in Rana, making Mo I Rana lufthavn Fagerlia Airport a reality. Mo I Rana Røssvoll Airport, the current operational airport, was opened in the late 1960s. Known for its challenging approach and short runway, it will now be replaced by a new full-scale airport in Fagerlia, Mo I Rana.

Avinor, as the developer, has engaged Sweco to manage the project, and AF Gruppen Norge was selected as the main contractor in 2022. The construction is on schedule to open in the spring of 2027. The major blasting and earthmoving work, one of the project's main activities, is expected to be completed by the spring of 2025. This work will pave the way for better aviation services and future growth for the entire region.

## BAKGRUNN

Utbyggingen av ny lufthavn i Mo i Rana på Helgeland er et av de større infrastruktur-prosjektene i regionen i nyere tid. Prosjektet skal sikre bedre luftfartstilbud til både innbyggere og næringsliv, samt legge til rette for fremtidig vekst. Den nye lufthavnen bygges i Fagerlia rett øst for Mo i Rana sentrum. I tillegg til å være en topp moderne flyplass, vil den også være betydelig større enn eksisterende lufthavn, samtidig som innflyvningen vil forbedres betraktelig.

AF Anlegg har fått oppdraget med å utføre prosjektet for byggherre Avinor, et prosjekt som inkluderer prosjektering av komplett flyplass med alt fra rullebane til terminalbygg.

AF Anlegg har med seg Rambøll som prosjekterende i samspillsentreprisen med Avinor. Et grundig arbeid er lagt ned i tidlig målprisfase for planlegging og optimalisering av prosjektet for å komme innenfor de gitte rammer slik at prosjektet kunne gjennomføres. Kontraktsverdien er på cirka 3,4 mrd. inkl. opsjoner.

Samspillet har ført til de beste løsningene for bygging av lufthavnen og er et prosjekt som passer godt til AF Anlegg sin lange erfaring og kompetanse fra flere oppdrag på norske lufthavner. Prosjektet omfatter en betydelig sprengning- og masseflyttingsjobb, som er et fagområde hvor AF Anlegg har demonstrert sterk gjennomføringskraft.

*Figur 1 – Illustrasjon av fremtidig Mo i Rana Lufthavn Fagerlia*

## PROSJEKTOMFANG

Den nye lufthavnen skal bygges med en rullebanelengde på 2400 m pluss 300 m asfaltert sikkerhetsareal i østre ende, og vil kunne ta ned fly i størrelsen kode E. Rullebanen vil ligge på en åskam rett øst for Mo i Rana sentrum og ha en utrolig flott innflyvning og avgang over Rana. Rullebanen anlegges med to taksebaner som har direkte adkomst inn til flyoppstillingsplassene ved terminalbygget samt avisingsplattform for avising vinterstid.
Flysiden blir opparbeidet med fire større flyoppstillingsplasser, samt landingsplass for helikoptre.

Adkomsten til den nye lufthavnen i Fagerlia blir via nyanlagt tilkomstvei helt fra europaveien og inn til terminalbyggets sørlige side. Her vil det være parkeringsområde samt av- og påstigningsplattform for kollektivtransport.

Selve terminalen er også utstyrt med et driftsbygg for nødvendig driftsapparat til vedlikehold av lufthavnen og egen brannstasjon. I tillegg til dette blir det etablert en egen energisentral på området som skal forsyne den nye lufthavnen med strøm, ivareta oppvarming og kjøling via en betongkulvert under byggene.

I nærheten av terminalbygget vil det også reises et 35 m høyt flytårn, et såkalt Remote Tower. Tårnet skal fjernstyres fra Remote Tower Center i Bodø.

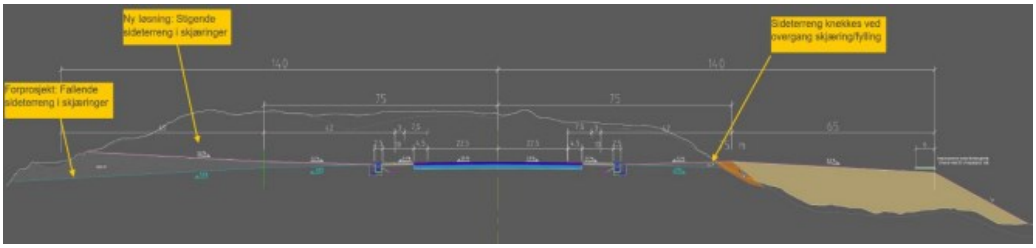
### Optimalisering i tidligfase

I målprisarbeidet før kontraktsignering av de fysiske arbeidene ble det gjort betydelige optimaliseringer i samspill mellom prosjekterende Rambøll, utførende entreprenør AF Anlegg og byggherre Avinor. Endringen som hadde størst effekt, både ut fra miljømessige og økonomiske hensyn, var optimalisering av sprengningsvolumet og påfølgende fyllingsvolum totalt for prosjektet.

I hovedsak var forprosjektet utformet slik at hele lufthavnens rullebane lå med et takfall fra senterlinje og ut til ytterkant av sikkerhetsområde. Denne utformingen ble utprøvd og satt opp mot premissene for flytekniske sikkerhetsregler, for å kunne minimere selve sprengningsvolumet.

Fyllingsvolumet var enormt for rullebanen, terminalfyllingen, driftsareal og parkeringsfylling. Volumet ble redusert ved tilpasningen til selve berguttaket for å imøtekomme massebalansen totalt for prosjektet.

Hovedprinsippet for å få ned mengden sprengning var å justere sideterrenget til flystripen, og legge seg tett opp mot den nødvendige sikkerhetsgrensen flyene må ha i tilstøtende terreng mot rullebanen. Enkelt forklart så førte optimaliseringen til at rullebanen ble liggende med en slak skjæring i stedet for at sideterrenget og sikkerhetssonen ble utformet med fall ut til sidene. Ved optimaliseringen av sprengningsvolumet ble hovedmengden sprengning redusert med ca. 800 000 $fm^3$, som videre førte til ytterligere reduksjon av fyllingsområder for å opprettholde massebalansen i prosjektet.



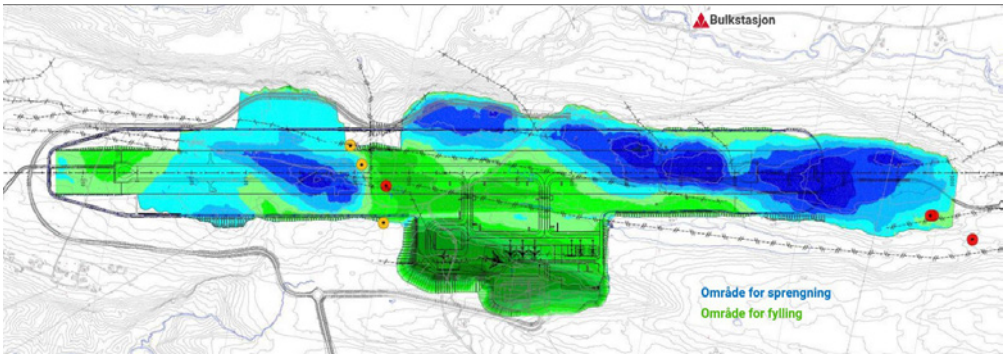

*Figur 2 – Illustrasjon av endring i skjæring*

## SPRENGNING OG MASSEFLYTTING

### Sprengningsarbeidet

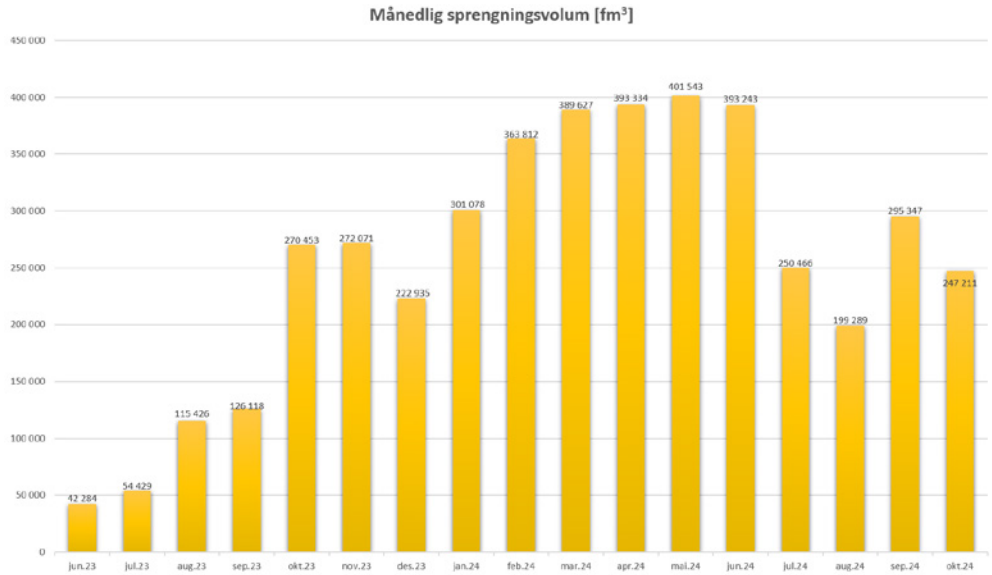
Sprengningsarbeidet i prosjektet ny lufthavn Mo i Rana er en av de store hovedaktivitetene ved gjennomføringen, og har et betydelig volum som skal håndteres internt på prosjektet. Det er prosjektert og planlagt med massebalanse for sprengsteinsmassene innenfor anleggsområdet for utbyggingen, og mengden fjell som skal sprenges er estimert til om lag 4,5 mill. $fm^3$ og alt dette benyttes til formålet ny lufthavn.

Det ble jobbet kontinuerlig med å optimalisere utførelsen av sprengningsarbeidet i oppstarten av prosjektet, både ved endring av boredimensjoner, mønster og skyteretning. Ved endring av skyteretning ble det betydelig endring i fragmentering av salvene, og markant økning i produksjonen videre i syklusen som lasting, transport og utlegging. Mektigheten av berguttak var størst i den østre delen av det nye flyplassområdet, og pallhøyden strekker seg til i overkant av 25 m. Hele prosjektet har i hovedsak blitt drevet kun i en pall med boredimensjon fra 76-89 mm borekroner, og med noe varierende boremønster for bedre knusing av dagfjell basert på fjellets beskaffenhet.




*Figur 3 - Mektighet av sprengning og fyllingsvolum for Ny Lufthavn Fagerlia*

Arbeidet med boring og sprengning blir utført av hovedentreprenør AF Anlegg og underleverandører, med et solid ressursapparat for å holde produksjonen av sprengstein i gang gjennom prosjektperioden. På det meste har 11 borerigger og flere skytelag vært i produksjon for å ivareta nødvendige salveuttak kontinuerlig. I all hovedsak har det vært sprengning hver dag siden oppstart av prosjektet i mai 2023. Arbeiderne på flyplassen rundet 4 mill. $fm^3$ sprengt fjell i september 2024. Med over 750 sprengte salver og i overkant av 850 000 bm ligger prosjektet godt i rute for videre aktiviteter gjennom vinteren 2024/2025.




*Figur 4 – Månedlig produksjon sprengning [fm³], for Ny Lufthavn Fagerlia pr. 27.10.2024*

Sprengningsarbeidet har blitt gjennomført med bruk av emulsjon bulksprengstoff, levert av sprengstoffleverandør Forcit Norway AS. Forcit etablerte bulkstasjon i umiddelbar nærhet av prosjektet, noe som absolutt har bidratt til en kontinuitet i sprengningsarbeidet på bakgrunn av godt samarbeid mellom de involverte på plassen.

Det har til tider vært supplert med sprengstoffleveranse fra andre stasjoner i Nordland og Trøndelag for å opprettholde kapasiteten under den største produksjonen prosjektet hadde vinteren 2024, og på det meste med fire bulktrucker på en og samme dag. Dette bidro til at prosjektet kunne gjennomføre flere store sprengninger og enkeltsalver på over 65000 fm$^3$.

*Figur 5 - Lading av salve ved utbygging av Ny Lufthavn Fagerlia*

**Masseflytting**

Enorme mengder masse blir flyttet og har blitt flyttet hittil i prosjektet, og det er flere faktorer som spiller inn for at slikt arbeid skal lykkes. Det er i all hovedsak folkene som jobber på prosjektet, og viljen til å gjennomføre med en bunnsolid gjennomføringskraft. Dette gjelder i alle ledd og fagområder, store som små, erfarne som ferske. Med gjennomtenkte løsninger for rasjonell drift fra lasteplass til fyllingsområder og et støtteapparat for å ivareta anleggsveier og de ytre påvirkningene har dette bidratt til at produksjonen har holdt et jevnt høyt tempo helt fra begynnelsen av.

Masseflyttingen gjennomføres av AF Anlegg og AF sine underleverandører. Det omfatter både lasting, transport og utlegging. Etter vinteren 2023/2024 legger prosjektet bak seg den tidsperioden med desidert høyest produksjon innen sprengning og masseflytting, der den høyeste månedsproduksjonen ble målt til over 400 000 $fm^3$ sprengt fjell, håndtert med fem store lastesett i full produksjon. Dette har krevd god logistikk og planlegging både av salveuttak, transportmønster og rekkefølge for fyllingsarbeid. Lastemaskinene har i hovedsak vært større bakgravere i klassen 100-120 tonn, med tilhørende tipp-trucker i samme klasse. Bulldosere i 40-50 tonns klassen har tilrettelagt fyllingsarbeidet med lagvis utlegging av steinfloer i 2 meterslag før komprimering.

*Figur 6 - Resterende berguttak i østre ende av ny rullebane. (oktober 2024)*

Det ble på det meste flyttet over 1000 lass per dag innenfor anleggsområdet, og massene ble i all hovedsak kjørt til det store fyllingsområdet for det fremtidige terminalbygget ved den nye lufthavnen.

**Produksjonsoppfølging**
Prosjektet benytter dataverktøyet Ditio for å dokumentere all massetransport. Hvert eneste lass registreres med opplysninger om hvilken dumper som benyttes, hva slags last den har, hvem som har lastet, hvor lasten kjøres og hva som er formålet med kjøringen. Data som samles inn brukes blant annet til å optimalisere produksjonen, samt at prosjektet har mer detaljert oversikt over masseforbruket og massebalansen. Dette verktøyet bidrar også til høyere engasjement fra operatørene til selve masseproduksjonen.

**Fyllingsarbeider – Setningsømfintlig fylling**
Første milepel i prosjektet var å ferdigstille oppfyllingen i området der hvor terminalbygget skal etableres. Milepelen ble nådd til påsken 2024, og var helt nødvendig for at det antatte setningsforløpet i fyllingen skulle få nok tid på seg før byggearbeidene kunne starte opp ila. høsten 2024.

Fyllingen under terminalbygget er på hele 40 meter på det dypeste området. Fyllingsområdet ble rensket for løsmasser helt ned til fast fjell, før det lagvis ble utlagt og komprimert sprengsteinsfylling hver 2. m helt til topps. Denne fyllingen overvåkes med flere setningsmålere som har utgangspunkt i forskjellige nivåer, for å ha kontroll på hvor mye de forskjellige områdene i den setningsømfintlige fyllingen eventuelt setter seg.

*Figur 7 - Massetransport ved Ny Lufthavn Fagerlia*

**Sikkerhet**

Prosjektets største risikoutfordring i denne fasen av gjennomføringen har vært trafikk og logistikk inne på området. Det har vært mange ressurser i sving, og store energier med høyt aktivitetsnivå. Kjøremønsteret på prosjektet og tilretteleggingen for transportveier har vært avgjørende for sikker og god produksjon. Hovedprinsippene har vært enkle med tanke på kort kjøreavstand fra lasteplass til tipp-plass på en oversiktlig måte for å ivareta sikkerheten for ferdsel på anlegget.

Det har vært høyt fokus på kjøremønster og tydelig kommunikasjon, med daglige oppdateringer ut til alle involverte for at det skal oppfattes ryddig og sikkert å ferdes blant mange store maskiner og energier i drift. Skilting og tydelig markering av kjøreretninger og hinder, samt synlighet av både biler og maskiner som opererer på prosjektet har vært en stor del av HMS-arbeidet i det daglige på den nye lufthavnen.

Samtidig har det pågått et systematisk sikkerhetsarbeid med risikovurderinger rundt samtlige arbeidsoperasjoner i prosjektet, og med veldig godt forebyggende arbeid rundt boring og sprenging i forkant av igangsatte arbeidsoperasjoner. Det har også vært jobbet aktivt med dokumentering og optimalisering av boredokumentasjon direkte fra borerigger for å ivareta sikkerheten og informasjonsflyten til bergsprenger. Formålet har vært å minimere risiko rundt selve sprengningen og faren for forsagere ved utførelse.

## OPPSUMMERING

AF Anlegg har i godt samspill med Avinor gjennomført de første 18 månedene av anleggsarbeidet med godt sikkerhetsarbeid, stor produksjon og høyt aktivitetsnivå. Dette har sikret et godt utgangspunkt for fortsettelsen av prosjektgjennomføringen, og allerede i september 2024 ble de første 800 m av totalt 2700 m ny rullebane asfaltert. Videre er over 4.3 mill $fm^3$ fjell sprengt, og fyllingsarbeidene går mot slutten.

Det vil pågå arbeid med grøftesprengning og tekniske arbeider gjennom hele 2025 sesongen, og høy produksjon innenfor fagområdet bygg for ferdigstillelse av terminalbygg og driftsbygning, samt komplettering av rullebane og banetekniske arbeider gjennom året 2026. Dette legger til rette for Avinor sin testperiode og klargjøring for åpning av den nye lufthavnen våren 2027

Det vil pågå arbeider med grøftearbeider og tekniske føringer gjennom hele 2025. Samtidig vil det være høyt aktivitetsnivå for ferdigstillelse av byggearbeidene til det nye terminalbygget og driftsbygningen frem mot høsten 2026. Resterende arbeider med baneoppbygning og tilhørende banelys vil også kompletteres gjennom 2026 sesongen, og vil bane vei for Avinor sin testperiode frem mot åpning våren 2027.

AF Anlegg ser frem til fortsettelsen og ferdigstillelse av prosjektet, og kan med stolthet vise til et fantastisk anleggsprosjekt i Rana.

## LINKER

Avinor: https://avinor.no/enmr

Ditio: https://ditio.app/

AF Gruppen: https://www.afgruppen.no/anlegg/

# REHABILITERING OG ELEKTRIFISERING AV JERNBANETUNNELER PÅ TRØNDER- OG MERÅKERBANEN

## Rehabilitation and electrification of railway tunnels along the Trønder- and Meråker railway

Siren Ånestad, Ingeniørgeolog, Bane NOR
Daniel Günther, Ingeniørgeolog, AWER

**SAMMENDRAG**
Elektrifiseringen av Trønder- og Meråkerbanen (ETM) er et pågående prosjekt som har som mål å redusere klimagassutslippene ved å erstatte dieseltog med elektriske tog på strekningen Trondheim – Hell – Riksgrensen (Storlien). Prosjektet omfatter oppgradering av eksisterende tunneler, hvor artikkelen har et særlig fokus på arbeidene i Tyholttunnelen.

Tyholttunnelen er en eldre tunnel som krever omfattende arbeid for å tilrettelegge for elektrifisering. Dette inkluderer senking av sporet i den sørlige delen av tunnelen, som går gjennom en kvikkleiresone, og strossing i andre deler for å få plass til kontaktledningsanlegget (KL-anlegg). Vannsikring med sprøytbar membran er en viktig del av arbeidet, og det har vært nødvendig med flere runder med forinjeksjon for å kontrollere vannlekkasjer. Sprøytbar membran gir en bergnær løsning som muliggjør god kontroll over vannlekkasjer og reduserer behovet for strossing, noe som er både kostnads- og tidsbesparende.

Det er oppnådd gode resultater med både injeksjonsarbeidet og bruken av sprøytbar membran i Tyholttunnelen, noe som har bidratt til betydelig reduksjon av vannlekkasjer. Erfaringene fra dette prosjektet viser at disse metodene kan være et alternativ til mer konvensjonelle vann- og frostsikringsløsninger i jernbanetunneler. Bane NORs engasjement i å prøve ut og utvikle nye teknologier og metoder er avgjørende for å sikre fremtidens bærekraftige og pålitelige jernbaneinfrastruktur.

**SUMMARY**
The electrification of the Trønder and Meråker lines (ETM) is an ongoing project aimed at reducing greenhouse gas emissions by replacing diesel trains with electric trains on the Trondheim – Hell – Riksgrensen (Storlien) route. The project includes upgrading existing tunnels, with a particular focus on the work in the Tyholt Tunnel.

The Tyholt Tunnel is an older tunnel that requires extensive work to facilitate electrification. This includes lowering the track in the southern part of the tunnel, which passes through a quick clay zone, and enlarging other parts to accommodate the overhead contact line system (OCS). Water control with a sprayable membrane is an important part of the work, and several rounds of pre-injection have been necessary to control water leaks. The sprayable membrane provides a rock-close solution that allows good control over water leaks and reduces the need for enlarging the tunnel, which is both cost- and time-saving.

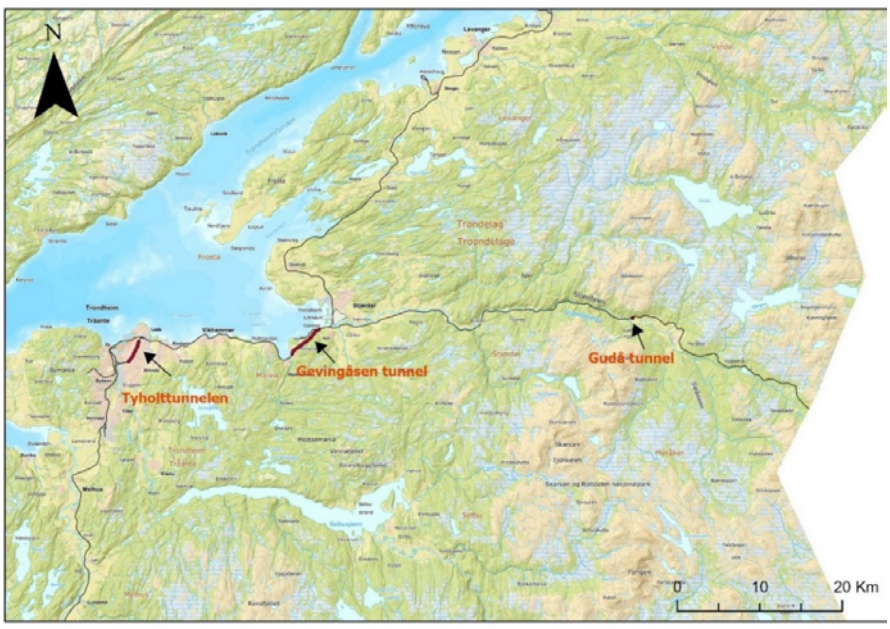
Good results have been achieved with both the injection work and the use of the sprayable membrane in the Tyholt Tunnel, significantly reducing water leaks. The experiences from this project show that these methods can be an alternative to more conventional water and frost protection solutions in railway tunnels. Bane NOR's commitment to testing and developing new technologies and methods is crucial for ensuring future sustainable and reliable railway infrastructure.

## INNLEDNING

Elektrifisering av Trønder og Meråkerbanen ble vedtatt gjennom nasjonal transportplan 2022-2033. Elektrifiseringen vil bidra til å redusere klimagassutslippene fra transport på strekningen vesentlig, og tiltaket vil være klimagassnøytralt i løpet av det første driftsåret (Jernbaneverket, 2014).

Elektrifisering av Trønder- og Meråkerbanen (ETM) er et pågående prosjekt som startet i 2021 og skal være ferdig i 2026. Prosjektet har til hensikt å elektrifisere strekningen Trondheim–Hell–Riksgrensen (Storlien). I dag omfatter det deler av Nordlandsbanen, hele Stavne-Leangenbanen og hele Meråkerbanen, som alle er enkeltsporet. Trønderbanen er ikke et offisielt banestrekningsnavn, men tilsvarer strekningen mellom Trondheim og Steinkjer på Nordlandsbanen. Elektrifiseringen har en betydelig positiv effekt for utviklingen av forbindelsen mellom Norge og Sverige, både for personreiser og godstransport, da strekningen som skal elektrifiseres frem til nå er drevet av dieseltog. En elektrifisering vil legge til rette for mer moderne og miljøvennlige tog, bedre komfort, større kapasitet både for person- og godstrafikk, og sikrer i tillegg en sømløs og bærekraftig reise over landegrensen til Sverige (Bane NOR, 2024). Det er første gang siden elektrifiseringen av Dovrebanen i 1970 at en jernbanestrekning i Trøndelag blir elektrifisert.

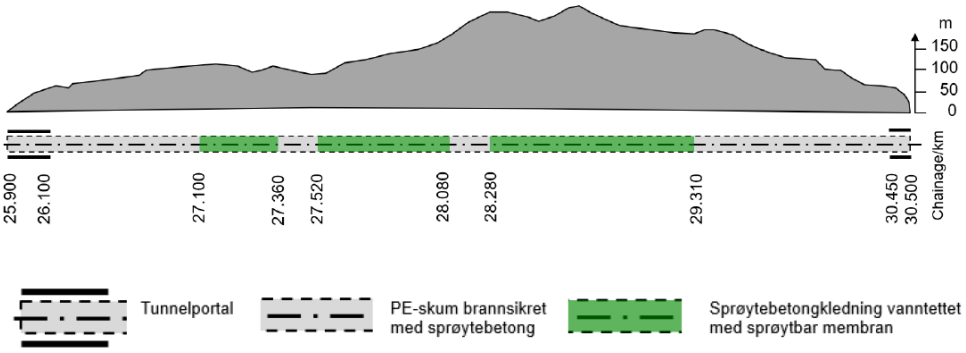
For å få til elektrifiseringen må både infrastrukturen og lokomotivene oppgraderes. Det betyr blant annet å plassere 2650 fundamenter, sette opp 2150 master, trekke 135 km med kontaktledning, jorde 5500 objekter, samt forholde seg til 3 tunneler og de utfordringene det medfører. Prosjektet har en budsjettramme på 2,4 mrd. NOK (per 2023) og er delt opp i fire totalentrepriser, hvor totalentreprise 4 omhandler tunnelarbeid. Mellom Trondheim–Hell–Meråker er det tre tunneler; Tyholttunnelen, Gevingåsen tunnel og Gudå tunnel, vist i figur 1.




*Figur 1: Oversiktsbilde over strekningene som elektrifiseres. De tre tunnelen som omfattes av elektrifiseringen er avmerket (Figur: Siren Ånestad, Bane NOR).*

Tyholttunnelen utgjør store deler av Stavne-Leangenbanen og går under den tettbebygde bydelen Tyholt i Trondheim. Tunnelen er 2760 m lang og ble åpnet for trafikk 1. januar 1957. Den sørlige delen av tunnelen går gjennom en 200 m lang kvikkleiresone og er sikret med en sirkulær betongutstøpning. Resten av tunnelen er en bergtunnel med sporadisk bolting og omtrent 140 m frittstående armert betonghvelv.

Gevingåsen tunnel ligger rett sør for Værnes lufthavn på Nordlandsbanen. Den er 4515 m lang, og er en av de nyere tunnelene i regionen og ble åpnet 15. august 2011. Tunnelen har ett løp, og er bygget og forberedt for elektrifisering (Jernbaneverket, 2014). Tunnelen er i hovedsak stabilitetssikret med sprøytebetong og systematisk bolting, med et par partier med tyngre sikring, og tunnelen har gjennomgående vannavskjerming. De første 1000 m fra hver side består av PE-skum montert på styrt profil, brannsikret med sprøytebetong. I partier med stor innlekkasje ble det montert PE-skum, mens resterende deler av tunnelen (ca. 2000 m) er vannsikret med sprøytbar membran. En skjematisk oversikt over vannsikringsløsningene i tunnelen er vist i figur 2.




*Figur 2: Oversikt over vannsikringsløsninger i Gevingåsen tunnel (Figur: Holter og Geving, NTNU)*

Gudå tunnel er den eldste tunnelen i ETM-prosjektet og befinner seg på Meråkerbanen. Den ble åpnet for trafikk 17. oktober 1881. Tunnelen er 114 m lang, er sporadisk boltet og i vestre påhugg er det ubeskyttet PE-skum.

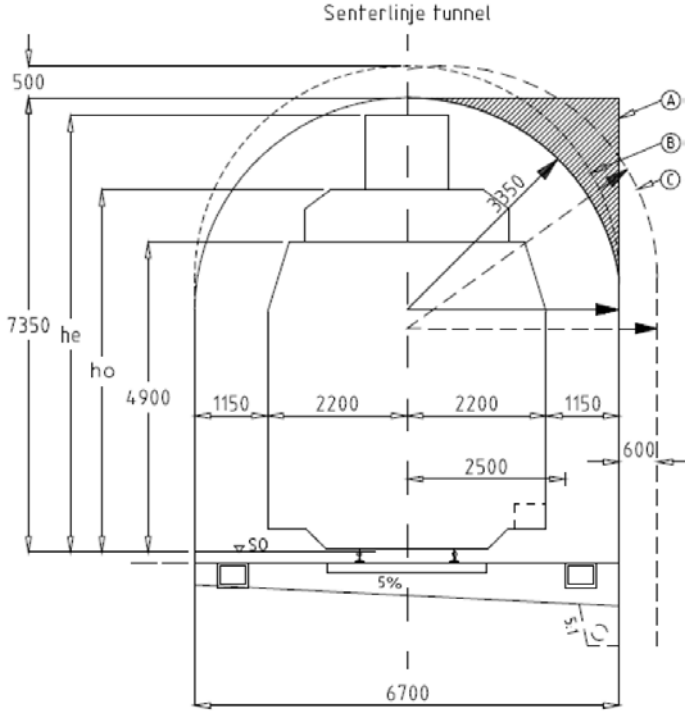
Tunnelene som er omfattet av elektrifiseringen av Trønder- og Meråkerbanen er av svært ulik alder, og arbeidet med å tilrettelegge for elektrifisering har variert i omfang på grunn av stedlige forhold. De forberedende arbeidene som er utført ved de tre tunnelene har i hovedsak dreid seg om å få tilstrekkelig plass til kontaktledningsanlegget, samt å få en tørr nok tunnel. I den sammenheng har Tyholttunnelen skilt seg ut med tanke på omfang. Både med tanke på elektrifisering, men også i forkant av ETM-prosjektet da det ble gjennomført et større etterinjeksjonsarbeid. I denne artikkelen er det arbeidene som er utført i Tyholttunnelen som vektlegges.

## GRUNNLAG OG KRITERIER

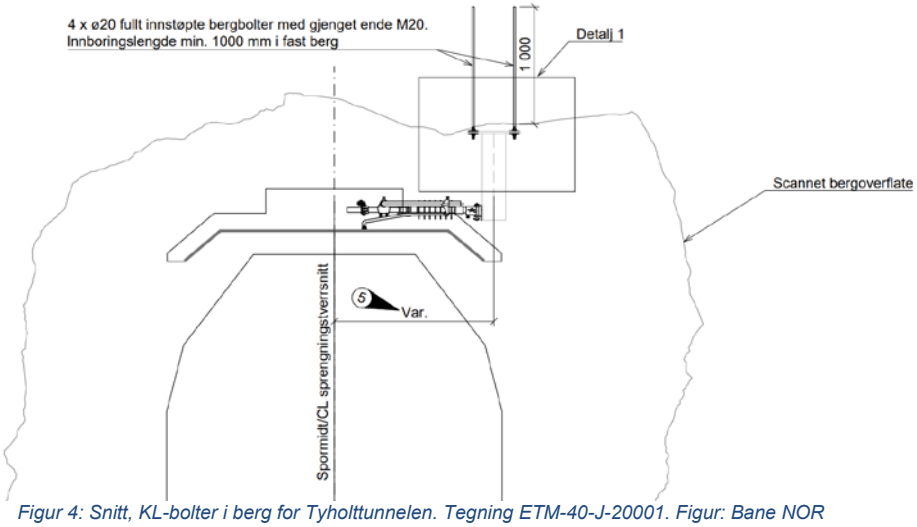
Fra et ingeniørgeologisk perspektiv har hovedoppgaven i ETM-prosjektet vært å sørge for tilrettelegging for framføring av kontaktledning (KL) i tunnelene på strekningen. Ved fremføring av KL må man ha tilstrekkelig plass i hengen for å hindre at installasjoner havner innenfor profilet. I tillegg krever Bane NORs tekniske regelverk at direkte drypp, rennende vann og isdannelse som kan treffe jernbanetekniske installasjoner skal unngås. Disse utfordringene måtte hensyntas enten ved å strosse, senke sporet og/eller vannavskjerme. For å identifisere behovet for profilutvidelse eller vannavskjerming har prosjektet hatt flere ulike kriterier.

### Profil

Alle eksisterende baner skal tilfredsstille minste tverrsnitt A-85 (Teknisk Regelverk). For elektrifiserte strekninger må man i tillegg hensynta tverrsnitt E som er det tverrsnittet som trengs for fri passasje av strømavtaker, kontakttråd, bæreline og andre konstruksjonsbestanddeler som tilhører kontaktledningsanlegget. For å avdekke om det var tilstrekkelig plass ble tunnelene skannet. Se figur 3 for et skjematisk tunnelprofil brukt i prosjektet, og figur 4 for en prinsippskisse av bolter til hengemast for Tyholttunnelen.




*Figur 3: Skjematisk tunnelprofil for enkeltspor over 20 m (Teknisk regelverk).*




*Figur 4: Snitt, KL-bolter i berg for Tyholttunnelen. Tegning ETM-40-J-20001. Figur: Bane NOR*

**Vannavskjerming**

Vann i fast og flytende form kan gi driftsutfordringer i tunneler. Vann som drypper kontinuerlig fra samme punkt på samme sted over tid, kan føre til stor slitasje og korrosjon på skinner og kontaktledning. Ved lave temperaturer kan vann fryse til is når det kommer inn tunnelrommet og vokse inn i profilet. Dette kan i verste fall føre til overslag mot kontaktledningsanlegget eller avsporing.

I 2016 vedtok Jernbaneverket (senere Bane NOR) prinsippet om at vannsikring av nye tunneler skulle være i direktekontakt med bergsikringen. Hovedbegrunnelsen for dette var at vannsikringen kunne inngå som en del av stabilitetssikringen av tunnelen, gi god oversikt over tilstanden på konstruksjonen og at eventuell oppsprekking vil kunne oppdages fra trafikkrommet. Denne beslutningen satte retning for ønsket utvikling, og ETM-prosjektet ønsket å videreføre dette prinsippet til også å gjelde for rehabilitering av gamle tunneler. Prosjektet besluttet også at sprøytbar membran skulle benyttes som vannavskjerming i tunnelene. Tradisjonelt er det benyttet hvelvløsninger eller ulike membraner som vannavskjermingstiltak i eksisterende tunneler, men gjennom å velge en bergnær løsning ville man spare plass og holde vannet inne i berget. Sprøytbar membran er en udrenert løsning som ikke slipper vannet ut, men dreneringa skjer i såle og eventuelt vegger.

Vannavskjermingen har vært behovsprøvd der hovedformålet har vært å lede vannet bort fra jernbanetekniske installasjoner.

**Samtidig trafikk**

Mens prosjektet har pågått har det vært trafikk på banene. Det har vært viktig at elektrifiseringen ikke skal gå på bekostning av krav til sikkerhet og funksjon for togtrafikken (Jernbaneverket, 2016a).

## FORBEDRENDE ARBEIDER FOR ELEKTRFISERING I TUNNELENE

### Gudå tunnel

I Gudå tunnel var det i utgangspunktet planlagt å strosse hele hengens lengde og vannsikre med sprøytbar membran. Før arbeidet startet ble det gjennomført en befaring hvor hovedutfordringen med vann ble lokalisert til å være ved begge åpningene. Det ble derfor heller forsøkt å avlede vannet fra oversiden med grøfter. Omfanget av strossingen ble også mindre da en ikke trengte å lage plass for vannsikring, og det ble kun strosset der hvor hengemastene skulle monteres.

I etterkant kan det se ut til at strossingen har åpnet eller laget noen nye vannførende sprekker. De forberedende arbeidene i Gudå tunnel er ved tidspunktet for denne artikkelen ikke ferdigstilt. Det vil fortsatt være mulig å vannsikre tunnelen med sprøytbar membran. Et annet alternativ kan være lokal etterinjeksjon av vannførende sprekker.

*Figur 5: Gudå tunnel på Meråkerbanen. Bildet er tatt mot vest fra befaring gjennomført 11.10.2024 (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR)*

### Gevingåsen tunnel

Gevingåsen ble åpnet for trafikk i 2011, og den kommende elektrifiseringen ble hensyntatt i byggeprosessen. Det vil si at profilet allerede var stort nok til montering av KL-anlegget, og hele tunnelens lengde var vannsikret fra før. Arbeidet i Gevingåsen bestod dermed av montering bolter til oppheng av hengemaster.

Montering av bolter gjennom eksisterende vannsikring fører til punktering av vannsikringen. For å unngå drypp ved hengemastene ble det benyttet to forskjellige metoder avhengig av type vannsikring. I områder med PE-skum ble det benyttet kjerneboring og kjemisk anker, og i områdene med sprøytbar membran ble det

etterinjisert rundt boltene til hengemastene. Resultatet er blitt veldig bra og ved siste befaring 24.10.2024 ble det ikke observert noen lekkasjer ved hengemastene.

*Figur 6: Gevingåsen tunnel på Nordlandsbanen. Bilde er tatt mot nord fra befaring gjennomført 24.10.2024 (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR).*

**Tyholttunnelen**

Tyholttunnelen tilfredsstilte kravet om minste tverrsnitt A-85, men ikke tverrsnitt E. Det var derfor behov for strossing. Siden den sørlige delen av tunnelen bestod av en sirkulær betongutstøpning i en kvikkleiresone, ble det besluttet å senke sporet i stedet for å strosse i hengen. Se figur 7 for et bilde tatt under arbeidet med å senke sporet. Det ble også bestemt å senke sporet noen meter ved den nordlige portalen. I resten av tunnelen er det strosset i heng der hvor oppheng for KL er montert.

Kontroll på vannet med forinjeksjon med lokal drenering er spesielt viktig for utførelsen av sprøytbar membran. Membranen vil ikke herde dersom underlaget er for vått. I Tyholttunnelen ble det gjennomført to runder med forinjeksjon; én i forkant av prosjektet og én i sammenheng med ETM-prosjektet. Dette la forholdene godt til rette for å kunne benytte sprøytbar membran som vannavskjermingsmetode i tunnelen.

*Figur 7 Tyholttunnelen ved søndre portal (Foto: Einar Sagerud, Bane NOR).*

**Rehabilitering av Tyholttunnelen**

I 2018 ble det problemer med at signalet mistet kontakten med togene som kjørte gjennom Tyholttunnelen. Det ble tidlig konkludert med at dette problemet oppstod på grunn av rust på skinnene forårsaket av fuktig miljø i tunnelen, først og fremst ved drypp direkte på sporet.

Det ble utført en kartlegging som påviste 24 lekkasjeområder over et område på 646 meter, noe som utgjør 23% av tunnelens lengde. I og med at det lå en fremtidig elektrifisering i planene for Tyholttunnelen, var det ikke ønskelig å montere fysisk vannsikring i tunnelen. Profilet i Tyholttunnelen var trangt og det var klart at det allerede ville bli behov for strossing i enkelte områder for å få plass til kontaktledningsanlegget. Dersom tradisjonelle vannsikringsløsninger skulle monteres opp i tillegg, ville det medført en enda større innskrenking av profilet som med stor sannsynlighet måtte demonteres på et senere tidspunkt når elektrifiseringen skulle gjennomføres. Det ble derfor besluttet å gå for en løsning med etterinjeksjon. Målsettingen var at det ikke skulle forekomme drypp direkte på sporet eller jernbanetekniske installasjoner for på den måten unngå problemet med rustdannelse som igjen ga signalfeil. Det er viktig å poengtere at det aldri var en målsetting å få en helt tett tunnel, men å flytte lekkasjene utenfor sporet.

**Gjennomføring**
I starten av anleggsarbeidet ble det merket for hullboring for injeksjon. I områder med lekkasje i større felt ble det markert på vegg/kabelkasse at det skulle være systematisk boring med gitt c/c fra km X til km Y. For punktlekkasjene ble det benyttet lift og hull i hengen ble markert med merkespray.

For boring av hull ble det benyttet en Commando-rigg plassert på en vogn bak en skinne/vei-gravemaskin. Boring av hull ble i hovedsak utført på bakgrunn av påmerkingen. Boring av hull lå tidvis langt foran injiseringsarbeidet og det var derfor vanskelig å justere opplegget med påmerking og boring av hull, basert på resultatene fra injeksjonsarbeidene.

Det ble benyttet 1-komponent polyuretan injeksjonsmasse som ved kontakt med vann eller fuktighet reagerer og ekspanderer. Ved reaksjonen dannes CO-gass som presser injeksjonsmasse inn i finere sprekker og riss, såkalt aktiv inntrengning. Passiv inntrengning oppnås ved hjelp av pumpetrykk. Se figur 8 for eksempel på Wagner-pumpe brukt ved injeksjon. Injiseringen lå tidvis langt etter boringen av hull. Dette på grunn av at boring måtte skje først og ble prioritert, samt ulik hastighet på arbeidene. Det ble også forsinkelse på grunn av problemer med ventilasjonen. Det tok derfor litt tid før man fikk de første resultatene fra injeksjonsarbeidene. Etter hvert som boring av hull ble ferdig, ble det høyere hastighet på injiseringsarbeidet.

*Figur 8: Polyuretan-injeksjon med Wagner-pumpe (Foto: HWE AS, Injeksjon med Hydro Active Grout).*

Oversikt over mengder benyttet er vist i tabell 1. Grunnlaget for oppsummering er entreprenørens injeksjonsrapporter. 82 % av hullene som var estimert ble boret, og det ble benyttet 48% av estimert injeksjonsmasse.

*Tabell 1: Oversikt over mengder basert på entreprenørens injeksjonsrapporter.*

| Hull | %Cat | Forbruk (kg) | Tidsbruk (min) |
|---|---|---|---|
| Antall: | | Totalt: | Totalt: |
| 715 | | 6239,5 | 10109,5 |
| | Gjennomsnitt: | Gjennomsnitt: | Gjennomsnitt: |
| | 8,8 | 8,7 | 14,1 |
| | Høyeste: | Høyeste: | Høyeste: |
| | 10 | 45 | 95 |
| | Laveste: | Laveste: | Laveste: |
| | 5 | 0 | 0 |

En av utfordringene med å vurdere resultatet på injiseringen er at innlekkasjene varierer med årstidene og er sterkt påvirket av værforhold. Er det vått vær, er innlekkasjene større, mens er det tørt vær er det mindre. Dermed kan lekkasjemengder og prioriteringer variere fra befaring til befaring. Etter injeksjon kan et tilsynelatende godt resultat endre karakter etter nedbørsrike perioder. Spesielt i starten av anleggsperioden var det tørre forhold. Det ble da observert mye mindre lekkasjer i tunnelen. I tillegg medførte økt ventilasjon i tunnelen en reduksjon i vann og fuktighet. Den innledende kartleggingen ble utført under våte forhold i januar 2019.

Befaring for å kartlegge resultat ble utført 21.04.2020 under antatt våte forhold. Snøsmelting var godt i gang/ferdig og det hadde vært relativt mye nedbør i uken før. På befaringen ble det tatt utgangspunkt i en rangering:

- Ok: Resultat er tilfredsstillende, men ofte fukt i heng/pukk.
- 4: Ganske bra resultat, men ikke 100 %. Drypp i størrelsesorden 1 drypp sjeldnere enn 10 sek.
- 3: Middels resultat. Lekkasje i størrelsesorden 1-2 drypp per 5-10 sek, og fukt på skinne.
- 2: Ganske dårlig resultat, men ikke så ikke dårlig som 1. Lekkasje i størrelsesorden 1 drypp per sekund nær eller på skinne.
- 1: Dårlig resultat. Kontinuerlig lekkasje og drypp på skinne.

Oppsummering av resultatene er vist i Tabell 2. Tabellen viser at 50 % av injisert tunnelmeter kom i kategorien ok eller 4, som vil si tilfredsstillende og ganske bra resultat.

*Tabell 2: Oversikt over resultat etter sluttbefaring 21.04.2020*

| | Lengde i meter | % |
|---|---|---|
| Ok | 79 | 17 |
| 4 | 156 | 33 |
| 3 | 131 | 28 |
| 2 | 97 | 20 |
| 1 | 8 | 2 |
| Sum | 471 | 100 |

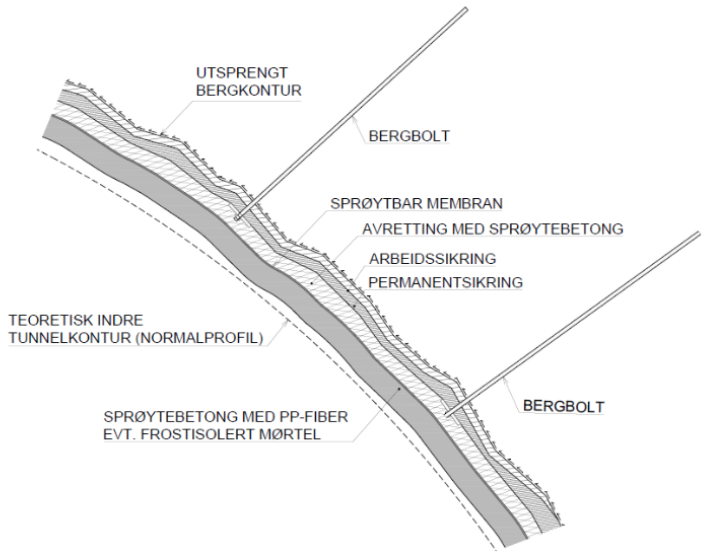
Det generelle inntrykket av tunnelen etter sluttbefaring var at tunnelen var betydelig tørrere enn før injiseringsarbeidet startet. Kun et fåtalls lekkasjepunkter hadde blitt helt tørre, men ambisjonsnivået tilsa at det ikke skulle dryppe eller renne vann på installasjoner og dette var oppnådd i 50% av løpemeterne som ble injisert. For de resterende 50% var resultatet ikke tilfredsstillende. Det forekom fremdeles lekkasjer som ville kunne medføre rust på skinner og sannsynligvis også signalproblemer. Se figur 9 og 10 for bilder tatt under arbeidene.

*Figur 9: Eksempel på systematisk injisert felt i Tyholttunnelen (Foto: E. Kjærnes Øen, Rambøll).*

*Figur 10: Eksempel på lekkasje som er forsøkt injisert i flere omganger. De grønne merkene indikere hullene som ble boret og injisert først, og de røde merkene indikere hull som ble boret og injisert i neste omgang. Piler ved sirkler indikere ønsket retning på hull. (Foto: E. Kjærnes Øen, Rambøll)*

**Vannsikring med sprøytbar membran**
Da elektrifiseringsprosjektet startet i 2021 var det fortsatt en del lekkasjepunkter i Tyholttunnelen etter injeksjonen i 2019 som måtte håndteres før sprøytbar membran kunne påføres. Membranen herder ikke tilstrekkelig dersom underlaget er for vått.

Sprøytbar membran inngår i en sandwich-konstruksjon som består av tre lag. Det første laget er et utjevningslag av sprøytebetong som sørger for en jevn og fin overflate til neste lag, sprøytbar membran. For å oppnå tilstrekkelig ruhet benyttes fint tilslag med $D_{max}$ < 4mm. Totaltykkelse av sprøytebetong til utjevningslag og stabilitetssikring skal være 80 mm. Før påføring av sprøytbar membran må overflaten spyles og tørke opp for å sørge for at membranen fester seg godt til underlaget. Eventuelle utstikkende bolteender kappes. Resterende lekkasjepunkter vil være lett synlig på denne overflaten, og ble håndtert med etterinjeksjon og lokal drenering. Deretter påføres lag to, den sprøytbare membranen, med en håndholdt sprøytedyse med en minste nominell membrantykkelse på 4 mm. På dette prosjektet ble MasterSeal 345 benyttet. Når membranen har nådd en herdetilstand tilsvarende overflatehardhet Shore A=45 eller minimum 50 % av membranens endelige herdetilstand påføres det siste laget, dekksjikt med sprøytebetong. Dekksjiktet har en minste tykkelse på 60 mm og tilsettes pp-fiber for å tilfredsstille krav til brannmotstand i Teknisk regelverk.




*Figur 11: Prinsippskisse sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran (Bane NOR, 2024).*

**Gjennomføring**
I Tyholttunnelen ble det besluttet å kun vannsikre i hengen. Vannsikringen fungerte i praksis som en paraply som ledet vannet ut til veggene og videre ut via drenssystemet. Det ble gjennomført flere dryppkartlegginger hvor tabell 3 viser kriterier som bestemte behovet for vannsikring. Områder i rødt og oransje parti skulle vannsikres, og dette utgjorde 54% av tunnelens lengde. Det er viktig å presisere at dryppkartlegginger gir et øyeblikksbilde kan være svært avhengig av nedbør og temperatur.

*Tabell 3: Kartleggingskriterier for behov for vannsikring i Tyholttunnelen*

| Klassifisering kartlegging | |
|---|---|
| 1 | Fukt i tak/heng. Ingen synlige drypp |
| 2 | Drypp (<1 drypp per minutt). Synlige våte flekker på skinner/sviller. |
| 3 | Drypp (>1 drypp per minutt). Tydelig vått parti. |
| 4 | Kraftig drypp/renner vann |

Påføring av sprøytebetong til stabilitetssikring og montering av bolter gikk veldig fint. Ved spruting av utjevningslaget ble det imidlertid brukt mye tid på å justere mengde luft og hastighet på pumpa for å få en fin og jevn påføring. En liten temperaturendring på 2 grader ga også utslag i utførelsen og ny justering måtte til. Det ble i hovedsak benyttet sprøyterigg, men håndholdt sprøyting ble stedvis utført for å få et jevnt underlag ved knøler, bolter osv. God kvalitet av utjevningslaget er viktig for å få et best mulig resultat av den sprøytbare membranen. Underveis som de ulike lagene i konstruksjonen ferdigstiltes, ble de inspisert og kontrollert. Det hendte at vannet flyttet på seg, og områder som før var kategorisert som «tørre» kunne nå ha flere drypp. I tillegg spilte variasjoner i nedbør og årstider inn, og behovet for vannsikring økte. Når ønsket behov var bestemt ble membranen påført med en håndholdt sprøytedyse og i noen tilfeller ved utfordrende områder penslet på. Luftfuktigheten i tunnelen hadde stor påvirkning på tørketid og det ble brukt flere vifter for å opprettholde effektiv fremdrift. Når membranen hadde oppnådd tilfredsstillende herding, ble det siste dekksjiktet påsprutet. Bildet i figur 12 viser flere av de ulike lagene som til sammen utgjør vannsikringen.

**Resultat**

Befaring for å kartlegge resultatet ble gjort 19.03.2024. I forkant av befaringen hadde det vært en lengre periode med plussgrader, så det var naturlig å tro at vann ville kunne trenge inn i bergmassen. Hovedinntrykket under befaringen var at tunnelen var tørr med bare et fåtalls lekkasjepunkter. Se figur 13 for et ferdig resultat. Lekkasjepunktene var ofte lokalisert ved konturendring som ved knøler eller i partier hvor det hadde blitt strosset, vist i figur 14 og 15. Lekkasjepunktene har i ettertid blitt etterinjisert med kjemisk polyuretan. Totalt ble 77% av tunnelens lengde vannsikret med sprøytbar membran. I etterkant er både hengemaster og kontaktledning montert.

*Figur 13: Flere synlige lag i sandwich-konstruksjonen som til sammen utgjør sprøytebetongkledning vanntettet med sprøytbar membran (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR).*

*Figur 12: Viser ferdig resultat. Det lyse partiet i heng er ferdig sikret (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR).*

*Figur 14: Ett av lekkasjepunktene ved en knøl (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR).*

*Figur 15: Lekkasjepunkt i forbindelse med kant etter strossing (Foto: Siren Ånestad, Bane NOR).*

## REFLEKSJONER

### Arbeider i jernbanetunneler

For å forstå fordelene med kjemisk etterinjeksjon og sprøytbar membran på jernbanen kreves det en viss innsikt i hvordan forutsetningene er for å utføre noen form for arbeid på jernbanen. Trafikken på en jernbane er komplekst sammensatt og forsinkelser på en bane kan lede til forsinkelser på en helt annen bane, og dette stiller strenge krav til punktlighet. I motsetning til veier så finnes det nesten aldri en omkjøringsvei på en jernbane, derfor må alt vedlikehold og rehabilitering utføres i såkalt hvite tider det vil si i tiden mellom tog når det ikke er trafikk på sporet. Tilgjengelig tid i løpet av en uke eller et døgn kan variere kraftig, på de tettest trafikkerte jernbanene rundt storbyene Bergen og Oslo så kan arbeidsøktene vare i noen få timer i løpet av en hel uke, mens man på mindre trafikkerte baner kan få flere timer i løpet av et døgn. Uansett bane er det likevel sjeldent at de hvite tidene er lengre enn 5 – 6 sammenhengende timer og det kreves derfor ofte lengre planlagte stengninger av jernbanen for å få utført mer omfattende rehabilitering av tunnelene.

### Kjemisk injeksjon

Den desidert største fordelen med å injisere kjemisk med PU i en jernbanetunnel er den tidsbesparende fleksibiliteten til metoden. Injeksjon med PU kan utføres i flere trinn og prosessen kan avbrytes og gjenopptas nesten når som helst. Boring av injeksjonshull og installasjon av pakkere kan gjøres uavhengig av øvrig injeksjon og selve injeksjonen kan påbegynnes i et hull for å deretter avsluttes og påbegynnes i nabohullet noen timer eller dager seinere uten at det endelige resultatet blir dårligere. Utstyret som brukes krever til sammenligning med sementbasert injeksjon også svært lite tid og ressurser for å brukes. Dette skyldes flere ting:

- Etterinjeksjon med PU utføres normalt på en annen måte enn en injeksjon med sementsuspensjon. Den utføres bergnært og konsentrert på vannkilden.
- Tiden som må brukes på nedvask av utstyr er betraktelig redusert og ikke like tidskritisk som for injeksjon med sementsuspensjon, så det trengs derfor ikke gjøres på stedet uten kan normalt gjøres etter transport tilbake på riggområdet.
- Størrelsen på utstyret og logistikken knyttet til injeksjonsmiddelet. Injeksjon med PU gjøres typisk med en malerpumpe og injeksjonsmiddelet kommer på bøtter og spann. Det kreves ikke sementbiler, svære tromler og blandeutstyr.

Etterinjeksjon med PU er en bergnær metode der vannlekkasjen oppsøkes, den vannførende sprekken gjennombores og det utføres deretter punktvis injeksjon. Det er en effektiv metode ved definerte innlekkasje punkter i enkelt sprekker eller i konsentrerte områder i moderat oppsprukken bergmasse, men når lekkasjen er mer udefinert og områdene store, så blir metoden fort arbeidskrevende og resultatet mer usikkert. Metoden bør derfor ikke brukes som en egen vannsikringsløsning uten heller som en metode for å redusere omfanget av vanninnlekkasjer eller for å flytte på definerte vanninnlekkasjer i kritiske punkt.

**Sprøytbar membran**
Det å benytte sprøytbar membran i Tyholttunnelen har vært et spennende og noe utfordrende prosjekt med bratt læringskurve.

Fordelene med å benytte sprøytbar membran har vært flere i Tyholttunnelen. For det første er det en løsning som er mindre plasskrevende enn andre godkjente alternativer som igjen har minsket behovet for strossing. Strossing på jernbanen er komplisert å utføre siden det ofte trengs omfattende beskyttelsestiltak for å unngå skader på den jernbanetekniske infrastrukturen. Det er også krevende å laste og transportere ut massene.

I tillegg har sprøytbar membran en fordel at det gir en bergnær vannsikringsløsning som muliggjør god kontroll i driftsfasen. Eventuelle riss eller deformasjoner vil kunne oppfattes inne fra tunnelrommet og kan utbedres før det får utviklet seg. Ved rehabilitering av eksisterende tunneler har ofte innsprøytet PE-skum blitt benyttet som både har en kortere levetid, samt kan skjule eventuelle deformasjoner bak seg. Ettersom hele Tyholttunnelen er vurdert og sikret opp mot vanndrypp både før og underveis i prosjektet har det gitt en helhetlig vannsikringsløsning. Dette vil bidra til å øke levetiden på tunnelen og man har på en måte fått «blanke ark».

Det har også være noen utfordringer under arbeidet og ting man kunne gjort annerledes. Ettersom den første injeksjonsjobben ble utført i 2019 og strossing for plass til KL ble utført senere kan noen av de injiserte sprekkene ha gjenåpnet seg. Til en annen gang vil det være fordelaktig å gjøre all injeksjonen samtidig eller tatt høyde for fremtidig strossing gjennom å injisere lengre inn i bergmassen. På en annen side var injeksjonsjobben i 2019 en del av forutsetningen for at det var mulig å gjennomføre sprøytbar membran med tanke på kravene til en tørr nok tunnel.

Påføring av sprøytbar membran krever nøyaktighet og det er viktig at hvert lag er utført korrekt da for eksempel et dårlig avrettingslag kan punktere vannsikringen. I Tyholttunnelen var flesteparten av lekkasjene knyttet til ujevn kontur hvor det kan ha vært vanskelig å få et jevnt og fint sprøytebetonglag. Arbeidene trenger tett oppfølgning og en forutsetning er god dialog mellom byggherre og entreprenør. Hvert lag bør inspiseres og «godkjennes» før neste lag påføres, slik at eventuelle feilkilder eller misforståelser ikke blir skjult bak tidligere lag.

Til tider har det virket litt bakvendt å arbeide mye med å få en tørr nok tunnel til å starte påføring av sprøytbar membran. Injeksjonen var tidkrevende, og etter hvert som sprøytebetong ble påført flyttet vannet på seg. Store deler av anleggstiden i ETM-prosjektet ble benyttet til å injisere og montere drensrør. Metoden egner seg derfor best til tunneler som allerede er ganske tørre, ellers blir de forberedende arbeidene for store og gevinsten med metoden minker.

Sprøytbar membran i kombinasjon med kjemisk etterinjeksjon er en metode som har gitt gode resultat i Tyholttunnelen. Dersom det i fremtiden kommer en mer vanntett sprøytebetong, som reduserer behovet for tetting før påføring av sprøytbar membran, så vil nok sprøytbar membran kunne være et alternativ til konvensjonell vannsikring i eksisterende jernbanetunneler. Bane NORs engasjement i å prøve ut og utvikle nye teknologier og metoder er avgjørende for å sikre fremtidens bærekraftige og pålitelige jernbaneinfrastruktur.

**KILDER**

Bane NOR, Rambøll, Endre Kjærnes Øen (2020), «POM-00-A-01988 Vannsikring Tyholt tunnel sluttnotat – erfaringer», s 2 – 9 og Vedlegg 1.

Bane NOR Prosjekter (2024), «Elektrifisering av Trønder- og Meråkerbanen»

Holter, Karl Gunnar (2015), «Permanent vanntett tunnelkledning med sprøytebetong og sprøytbar membran – resultater av forskningsprosjekt på NTNU 2011-2015», Fjellsprengeren 2015, s 112-144

Holter, Karl Gunnar og Geving, Stig (2015), «Moisture transport through sprayed concrete tunnel linings, Springer, side 7.

Huth and Wien Engineering AS (2016), «Injeksjon med Hydro Active Grout»

Jernbaneverket (2014), «Teknisk hovedplan for elektrifisering av Trønderbanen og Meråkerbanen», Jernbaneverket, side 2.

Jernbaneverket (2016a), «Elektrifisering Trønder- og Meråkerbanen, Detaljplan», Jernbaneverket, side 31

Jernbaneverket (2016b), «Elektrifisering Trønder- og Meråkerbanen, Fagrapport ingeniørgeologi», Jernbaneverket, side 3 og 6.

Teknisk regelverk (2016), Bane NOR, Endringsartikkel 1312.

Teknisk regelverk, (2024), Bane NOR, Tunneler/Prosjektering og bygging/Portaler og vannsikring, kapittel 4.

**Teamarbeid og tilbakemeldingskultur**

Cecilia Frølandshagen, Stabssersjant, Forsvaret

Innlegget blir gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Fjellsprengningskonferansen 2024

# HVA ER SYREDANNENDE BERGARTER, OG HVILKEN KUNNSKAP HAR VI OM DISSE I DAG?

## What is acid-generating rock, and what is the current knowledge level?

Espen Torgersen, Norges geologiske undersøkelse-NGU & Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk-IHB, NTNU

Malin Andersson og Katia Svendby, Norges geologiske undersøkelse-NGU

## SAMMENDRAG

Det finnes en liten men viktig gruppe av bergarter som kan forårsake forsuring av og metallutlekking i vannresipienter og forårsake skade på det akvatiske miljøet. Selv om disse bergartene kan være vidt forskjellige omtales de kollektivt som syredannende. Felles for de syredannende bergartene er at de inneholder svovelførende mineraler som ved kontakt med vann og luft kan frigjøre svovelsyre til vannfasen.

Graden av forsuring fra berggrunnen er avhengig av to hovedmekanismer: syredanningspotensial og syredanningsrate. Mens syredanningspotensialet relativt lett kan bestemmes med kjemiske analyser (f.eks. håndholdt XRF), er syredanningsraten vanskeligere å kvantifisere fordi den består av mange faktorer som mineralogi, kornstørrelse, oppsprekkingsgrad og forvitringsgrad, samt utbygningsspesifikke valg og forutsetninger som sprengsteinstørrelse, grunnvannsstand og permeabilitet.

Et nasjonalt datasett av geokjemiske data for nesten 6000 bergartsprøver viser at 8,5% av prøvene inneholder > 0,1% S, men kun 2% av dem inneholder > 0,5% S. Av prøver som inneholder > 0,5% S, utgjøres de fleste av såkalte pelittiske bergarter (skifere, fyllitt, glimmerskifer og glimmergneis). Bergartene med forhøyet svovelinnhold forekommer i stort sett hele landet, men er avgrenset til bestemte geologiske enheter som den kambrosiluriske lagrekken i Oslofeltet, undre og øvre kaledonske dekkeserier og Bamble litotektoniske enhet på Agderkysten.

Det er i dag en generelt stor oppmerksomhet rundt og forståelse for at berggrunnen kan være syredannende, men det gjenstår å bygge mer kunnskap rundt graden av forsuring fra bergarter med moderate svovelinnhold (~0,2-1% S). Det trengs også et større geokjemisk datagrunnlag for å bedre avgrense hvilke bergarter som typisk er syredannende og hvor i landet disse oftest opptrer.

## SUMMARY

There is a small but important group of rocks that can cause acidification of water bodies and damage the aquatic environment through leached metals. Although

these rocks can be quite different, they are collectively referred to as acid-generating. Common to the acid-generating rocks is that they contain sulfur-bearing minerals which, upon contact with water and air, can release acidity into the water phase.

The degree of acidification from the bedrock depends mainly on the two mechanisms – acid-generating potential and acid-generating rate. While the acid-generating potential can be relatively easily determined with chemical analyses (e.g. handheld XRF), the acid-generating rate is more difficult to quantify because it consists of many factors such as mineralogy, grain size, degree of fracturing, and degree of weathering, as well as construction-specific choices and assumptions such as blast rock size, groundwater level, and permeability.

A national dataset of geochemical data of nearly 6000 rock samples shows that 8.5% of the samples contain > 0.1% S, but only 2% of them contain > 0.5% S. Of the samples containing > 0.5% S, most are so-called pelitic rocks (slates, phyllites, mica schists, and mica gneisses). The rocks with elevated sulfur content occur throughout the country but are confined to specific geological units such as the Cambro-Silurian sequence in the Oslo region, the lower and upper Caledonian nappes, and the Bamble lithotectonic unit on the Agder coast.

There is currently a general awareness and understanding that bedrock can be acid-generating, but more knowledge is needed about the degree of acidification from rocks with moderate sulfur content (~0.2-1% S). A larger geochemical database is also needed to better delineate which rocks are typically acid-generating and where in the country these most often occur.

## INNLEDNING

Syredannende bergarter er et samlebegrep for bergarter som i kontakt med luft og vann forårsaker forsuring av resipienter i sitt nærmiljø. Forsuringen skyldes i hovedsak oksidasjon av sulfidmineraler (svovelkis og magnetkis) som fører til dannelse av svovelsyre, som videre senker pH-verdien i vannfasen. Lav pH, eller rask senkning av pH, er i seg selv skadelig for det akvatiske miljøet, men vil i de fleste tilfeller også føre til økt oppløsning av mineraler og gi opphav til høyere konsentrasjoner av metaller i vannfasen *(Neumann, Brown, Jennings 2014)*. Syredannende bergarter anses derfor som forurenset grunn etter forurensningsforskriftens kapittel 2 *(Miljodirektoratet.no)*.

Problematikken rundt syredannelse fra berggrunnen er velkjent fra gruveindustrien, hvor sur avrenning fra gamle sulfidmalmgruver er omtalt som «AMD-Acid Mine Drainage» eller «ARD-Acid Rock Drainage» *(Ackil, Koldas 2005) (Dold 2017)*. Denne utfordringen er også velkjent fra nedlagte sulfidmalmgruver i Norge, slik som Folldal, Løkken og Røros *(Gundersen, Olsvik, Steinnes 2001) (Segalstad, Walder, Nilssen 2006)*. ARD er ikke kun knyttet til nedlagte sulfidmalmgruver, da bergarter med et naturlig forhøyet innhold av svovel opptrer flere steder i landet, slik som i svartskifer i Oslofeltet og i omvandlet paragneis (høygradsomdannet sedimentær bergart) i Agder *(Hagelia 2023)*. Svovelinnholdet i disse bergartene er riktignok vesentlig lavere enn i sulfidmalmer (<4%S vs. <40%S). Sprengning i områder med svovelførende bergarter har ført til omfattende miljøskader, inkludert fiskedød, som

kommer av lav pH og høy konsentrasjon av aluminium i vann *(Hindar & Lydersen 1994) (Hindar & Nordstrom 2015)*.

Slike forurensingsepisoder har ført til utforming av flere veiledere for de mest kjente syredannende bergartene; svartskifer i Oslofeltet *(Endre 2019) (NGI 2015) (NGI 2021)* og omvandlet paragneis *(Prosjektgruppe Agder 2021)*. Problematikken har også blitt aktualisert for fyllitt i Stavangerområdet, der statsforvalteren i Rogaland har opprettet egne veiledere for den lokale berggrunnen, som er delvis syredannende *(Statsforvalteren 2024)*.

I dette bidraget vil vi beskrive hva syredannende bergarter er, og hvor disse i hovedsak opptrer i Norge. Vi vil også belyse hvordan svovelholdige bergarter med samme syredanningspotensial kan gi ulik grad av forsuring på grunn av forskjeller i syredanningsrate, som styres av forhold som for eksempel mineralogi, kornstørrelse og mekanisk styrke. Målet med dette bidraget er å gi et bedre utgangspunkt for å forstå syredannelse fra bergarter i et geologisk-geokjemisk rammeverk. Gjennom dette vil vi belyse hvor det fortsatt finnes kunnskapshull som trengs å bli tettet for at håndteringen av syredannende bergarter kan skje på en best mulig måte i balansen mellom miljøpåvirkning og kostnad.

## HVA ER SYREDANNENDE BERGARTER?

Bergarter kan defineres som syredannende dersom de i kontakt med vann og luft frigjør svovelsyre og fører til forsuring av vannfasen. Tilstedeværelse av svovel og reaktiviteten til mineralene som svovelet er bundet til er derfor de viktigste forutsetningene for å kunne klassifisere bergarter som syredannende. Svovel i bergartene er som oftest tilknyttet sulfider, hvorav svovelkis (pyritt, $FeS_2$) og magnetkis (pyrrotitt, $Fe_{1-x}S$) er de mest vanlige. Svovel kan også være bundet i jernhyroksidsulfatmineraler som jarositt ($KFe_3(SO_4)_2(OH)_6$) og schwertmannitt ($Fe^{3+}{}_{16}O_{16}(OH)_{12}(SO_4)_2$), som begge er sekundærmineraler dannet fra oksidasjon av sulfider. Dannelse av svovelsyre fra sulfidmineraler skjer som følge av at disse oksideres av oksygen eller treverdig jern (Formel 1-3 og 5). Reaksjonene kan bli akselerert av bakterier av arten *Thiobacillus*, særlig når miljøet allerede er relativt surt.

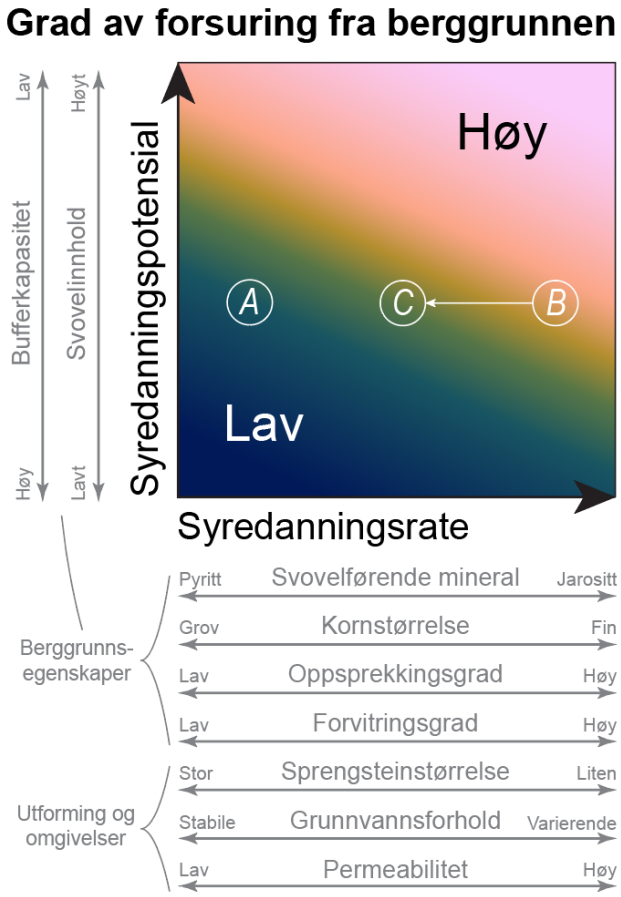
$$FeS_2 + 7/2\ O_2 + H_2O \rightarrow Fe^{2+} + 2\ SO^{2-}{}_4 + 2\ H^+ \quad (1)$$
$$Fe^{2+} + ¼\ O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + ½\ H_2O \quad (2)$$
$$Fe^{3+} + 3\ H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 3\ H^+ \quad (3)$$

Dannelse av svovelsyre fra jernhydroksidsulfatmineraler skjer derimot ikke ved oksidasjon, men ved oppløsning i vann fordi disse mineralene har svært lav stabilitet ved nøytral eller svakt sure forhold (Formel 4). Ved svært sure forhold vil oppløsningen produsere treverdig jern som kan katalysere sulfidoksidasjon (Formel 5) *(Welch, Kirste, Christy, Beavis, Beavis 2008)*.

$$KFe_3(SO_4)_2(OH)_6 + 3H_2O \rightarrow 3Fe(OH)_3 + K^+ + 3H^+ + 2SO^{2-}{}_4 \quad (4)$$
$$FeS_2 + 14Fe^{3+} + 8H_2O \rightarrow 15Fe^{2+} + 2SO^{2-}{}_4 + 16H^+ \quad (5)$$

## SYREDANNINGSPOTENSIAL OG SYREDANNINGSRATE

Hvorvidt berggrunn i kontakt med luft og vann vil kunne føre til forsuring av resipienter i nærområdet er avhengig av to hovedmekanismer: syredanningspotensial og syredanningsrate. Hver av disse mekanismene er igjen sammensatt av en rekke faktorer med ulik vekting (Fig. 1).




Figur 1 – Grad av forsuring fra berggrunnen avhenger av flere faktorer som påvirker syredanningspotensial og syredanningsrate. En mekanisk sterk, grovkornet gabbro (A) og en mekanisk svak, finkornet skifer (B) med samme syredanningspotensial (likt svovelinnhold og bufferkapasitet) vil gi ulik grad av forsuring fordi syredanningsraten er forskjellig. Graden av forsuring fra skiferen (B) kan reduseres mot (C) ved å tilstrebe størst mulig størrelse på utsprengt bergmasse og/eller tilpasse plasseringen av de utsprengte massene slik at de er under stabile grunnvannsforhold og har begrenset permeabilitet.

En bergart må ha et syredanningspotensial for å kunne forårsake forsuring. Dette potensialet kommer i første rekke fra innholdet av svovel i bergarten. Uten svovel vil ikke bergarten ha mulighet til å danne svovelsyre i kontakt med luft og vann.

Bergartens syredanningspotensial er samtidig kompensert av berggrunnens bufferkapasitet (Fig. 1). Bufferkapasitet er en bergarts evne til å bufre pH som følge av tilstedeværelsen av mineraler som reagerer med syre og nøytraliserer vannet. Balansen mellom svovelinnhold og bufferkapasitet regnes ofte ut ved bruk av «Acid Base Accounting (ABA)»-metoder. Karbonatmineraler som kalkspat og dolomitt er de mest effektive buffermineralene fordi de reagerer relativt raskt, men mafiske mineraler som olivin, pyroksen og Ca-plagioklas kan bidra til å nøytralisere syre over tid. En annen måte å tilnærme seg det endelige syredanningspotensialet er ved såkalte NAG pH-tester (Net Syregenerering), hvor man undersøker hvor lavt pH teoretisk sett kan senkes ved å tilsette et sterkt oksidasjonsmiddel.

De statiske testene (ABA og NAG) vurderer kun om berggrunnen har et syredanningspotensial eller ikke. Testene viser ikke om berggrunnen vil føre til forsuring av nærmiljøet, fordi man også må ta hensyn til hvor fort syren kan frigjøres: syredanningsraten (Fig. 1). Dersom syredanningsraten er høy vil berggrunn med et relativt lavt syredanningspotensial kunne føre til større grad av forsuring på kort sikt enn berggrunnen med høyere syredanningspotensial og lav syredanningsrate. Dette fordi en større mengde syre blir frigjort i løpet av kortere tid og dermed mindre fortynnet i vannfasen enn om syredanningen skjer over lengre tid.

## FAKTORER SOM PÅVIRKER SYREDANNINGSRATE

Syredanningsraten er sammensatt av mange faktorer som i ulik grad påvirker hvor hurtig syredanningen skjer. I første rekke er det bergartsspesifikke egenskaper som mineralogi, kornstørrelse, oppsprekkingsgrad og forvitringsgrad som påvirker raten, men i en utbygningssituasjon vil også prosjektspesifikke forutsetninger som sprengsteinstørrelse, grunnvannsstand og permeabilitet virke inn på syredanningsraten for det sprengte volumet (Fig. 1). På generell basis er det ikke mulig å fastslå den relative vektingen av de nevnte faktorene, men oftest vil den viktigste bidragsyteren være hvilket mineral svovelet er bundet til. Dette er fordi reaksjonshastigheten varierer sterkt mellom ulike mineraler. For eksempel oksideres magnetkis 20–100 ganger raskere enn pyritt *(Nicholson & Scharer 1994)*, mens stabiliteten til jernhydroksidsulfatmineraler som jarositt er svært lav under nøytral til svakt sure forhold slik at den transformeres/oppløses nærmest spontant *(Welch, Kirste, Christy, Beavis, Beavis 2008)*.

Kornstørrelsen til de svovelførende mineralene vil også påvirke syredanningsraten ettersom mange små korn har større overflateareal enn få store. Større overflateareal vil øke sannsynligheten for at flere svovelførende mineralkorn er i kontakt med luft og vann til enhver tid (Fig. 1). Tilgangen til vann og luft i berggrunnen vil også være avhengig av porøsitet og permeabilitet dannet ved oppsprekking langs foliasjonsplan eller nydannede sprekker. En sterkt forskifret fyllitt forventes å ha høyere forsuringsgrad enn en massiv gabbro med samme svovelinnhold, fordi en større andel av de svovelførende mineralkornene er i kontakt med vann og luft (Fig. 1). Forvitring, som på mikroskala fører til økt permeabilitet langs korngrenser og gjennom korn, vil også øke kontaktflaten for de svovelførende mineralene og føre til økt syredanningsrate.

I et utbygningsperspektiv vil syredanningsraten for utsprengte bergmasser være påvirket av sprengsteinens størrelse, på samme vis som for kornstørrelse. Store blokker vil gi mindre overflateareal enn finknust materiale og dermed lavere

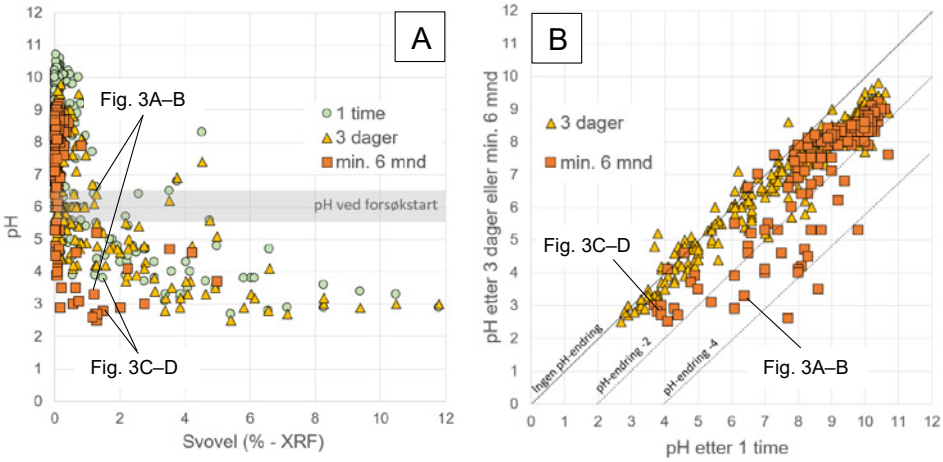
syredanningsrate (Fig. 1). Raten kan også begrenses ved å kontrollere de hydrologiske forholdene til de utsprengte massene. Oksidasjon av sulfidmineraler akselereres ved vekslende fuktighetsforhold ved at svovelførende mineraler får stor tilgang på oksygen i tørre perioder og mulighet for spredning av syren når det er vått (f.eks. når regnvann renner gjennom et deponi). Dersom svovelet hovedsakelig er bundet til sulfidmineraler vil oksidasjonen av disse, og dermed syredanningsraten, i de fleste tilfeller være lavest dersom de utsprengte massene er plassert slik at de alltid er under vann (Fig. 1). Hvis det derimot er en stor andel sekundære jernhydroksidsulfater, vil syredanningsraten være lavest om massene er tørrest mulig, ettersom stabiliteten av disse mineralene først og fremst er styrt av pH-forhold og ikke tilgangen på oksygen *(Welch, Kirste, Christy, Beavis, Beavis 2008)*. Syredanningsraten kan også begrenses ved å redusere permeabiliteten i og rundt de svovelførende bergmassene.

## HVORDAN FORUTSI SYREDANNINGSRATE?

Syredanningsraten kan forutsies kvalitativt ved å studere de overnevnte bergartsegenskapene, som mineralogi, kornstørrelse, oppsprekkingsgrad og forvitringsgrad (Fig. 2). Dette vil kunne gi en første indikasjon på hvorvidt en bergart har relativt høy eller lav syredanningsrate. En slik kvalitativ karakterisering kan bli begrenset av tilgang til tynnslip og petrografisk kompetanse til å bestemme de svovelførende mineralene. Dette kan i noen grad omgås ved å kvantifisere mineralogien med røntgendifraksjon (XRD), men andelen svovelførende mineraler kan i mange tilfeller være for lav til at denne metoden klarer å nøyaktig bestemme mineraltyper og -mengde i god nok grad.

En relativt enkel måte for å skille mellom bergarter med høy og lav syredanningsrate er å utføre en abrasjons-pH-test (Fig. 2) *(se også Hagelia 2023)*. Her har pH blitt målt gjentatte ganger i en blanding av litt finknust bergart (15 g) og destillert vann (50 ml). Siden bergartene blir finknust bidrar denne testen hovedsakelig til å forutsi den mineralogiske faktoren i den totale syredanningsraten, altså hvor raskt de svovelførende mineralene i prøvene reagerer.

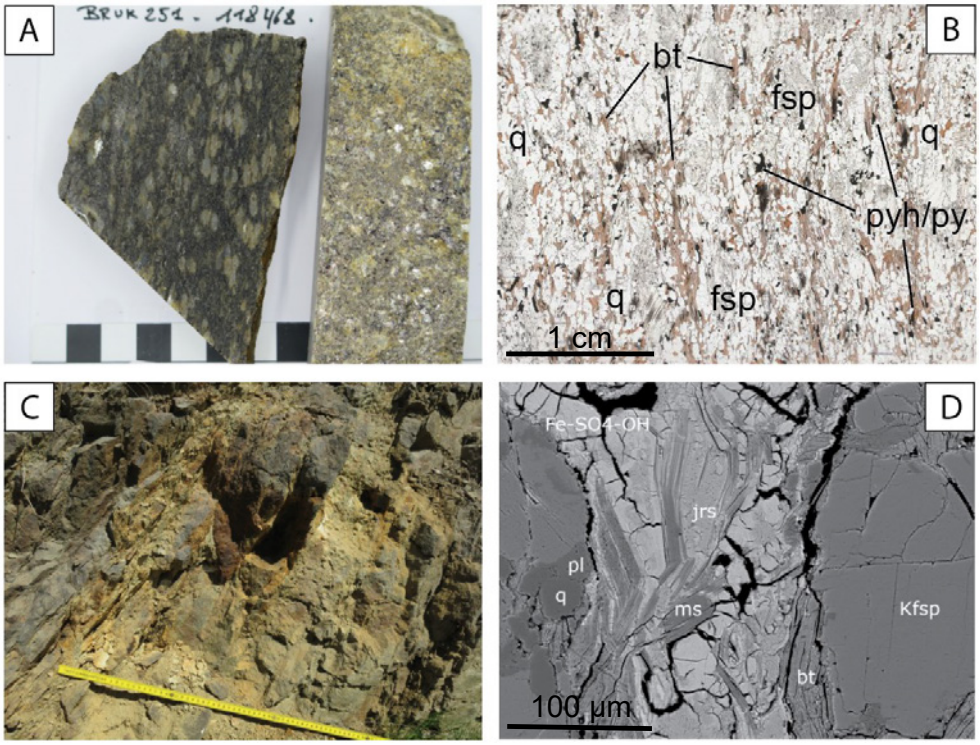
I bergarter som inneholder lite svovel vil silikatmineralene føre til umiddelbar forhøying av pH (> pH 7) i blandingen. Bergarter med forhøyet svovelinnhold (> ~1 %S) vil generelt føre til lavere pH (< pH 5) (Fig. 2A), men det er en tydelig forskjell i hvor fort disse bergartene utvikler seg mot sur pH. I noen bergarter endrer pH seg nærmest momentant (< 1 time). Denne raske endringen skyldes hovedsakelig tilstedeværelsen av jernhydroksidsulfater som har svært lav stabilitet under tilnærmet nøytrale pH-forhold (Fig. 2A og Fig. 3C–D). Finknuste sulfider kan også bidra til en relativt rask endring i pH, men for mange av de sulfid-dominerte prøvene synker pH først etter relativt lang tid (flere måneder). En del av prøvene som ga nøytral eller basisk pH etter 3 dager endret seg mot svært lav pH (< pH 4) etter minimum 6 måneder (Fig. 2B og Fig. 3A–B).




Figur 2 – Abrasjons-pH for > 400 stk finknuste bergartsprøver fra Kristiansand (flere ulike bergarter, inkludert omvandlet paragneis) og Stavanger (fyllitt) blandet med destillert vann og målt etter 1 time, etter 3 dager og etter minimum 6 måneder. A) Abrasjons-pH som funksjon av svovelinnhold (XRF) i bergarten viser at flere prøver forårsaker en kraftig (< pH 4,5) og umiddelbar (<1 time) endring i pH. B) pH målt etter 1 time mot pH målt etter 3 dager, eller minimum 6 måneder, viser at pH i enkelte forsøk først endrer seg etter lang tid.

Den beste metoden per i dag for å kvantifisere syredanningsraten, og samtidig undersøke mulig metallutlekking, er å gjennomføre dynamiske tester som for eksempel kolonne- og fuktcelle-tester. I slike tester blir knust fjell utsatt for fukt og vasket gjentatte ganger for å etterligne reelle forhold. Det utvaskede vannet kan analyseres over lang tid for å undersøke hvordan forholdene endrer seg. Utfordringene med slike tester er at de blant annet tar lang tid å gjennomføre, har høy kostnad og at de kjemiske forholdene i testkolonnene ikke nødvendigvis gjenspeiler de faktiske forholdene i felt *(Lapakko 2023)*.

Dessverre finnes det ingen enkel test som alene kan forutsi graden av forsuring fra berggrunnen. Det er derfor nødvendig å bruke flere metoder for å kunne tolke fremtidige konsekvenser så korrekt som mulig *(Parbhakar-Fox, Lottermoser 2015)* *(Lindgren 2020)*.




Figur 3 – Felt- og mikroskopbildepar fra to prøver (A–B: BRUK_251 og C–D: BRUK_531) som har relativt likt svovelinnhold, men ulik pH-utvikling i abrasjons-pH-test (se Fig. 2). A–B) Omvandlet paragneis (BRUK_250) med ca. 1,3% S som hovedsakelig er bundet til sulfider. Abrasjons-pH-målinger viser ingen endring i pH de første 3 dagene, men en betydelig lavere pH-verdi etter minimum 6 måneder (pH 3,3). Bilder fra B. Bingen. C–D) Omvandlet paragneis (BRUK_531) med ca. 1% S som hovedsakelig er bundet til jernhydroksidsulfater. Abrasjons-pH-målinger viser en spontan endring i pH (< pH 4 etter 1 time). C) Feltbilde fra A. Granseth. D) Elektronmikroskopbildet viser hvordan sekundære jernhydroksidsulfater (jrs og Fe-SO4-OH) erstatter glimmerkorn (ms og bt) langs sprekk. Bilde fra K. Drivenes. Mineralforkortelser: q – kvarts, Kfsp – alkalifeltspat, pl – plagioklas, ms – muskovitt, bt – biotitt, jrs – jarositt, pyh – pyrrotitt, py – pyritt, Fe-SO4-OH – udifferensierte jernhydroksidsulfater.

## HVILKE BERGARTER HAR ET SYREDANNINGSPOTENSIALE OG HVOR OPPTRER DE I NORGE?

Selv om graden av forsuring fra berggrunnen er avhengig av flere faktorer enn det totale svovelinnholdet så er sistnevnte en god første indikator på sannsynligheten for syredannelse fra ulike bergarter. Studier i Sverige viser til at 80–90% av totalsvovelet kommer fra sulfider *(Holmström, Wistrand, Hallberg, Nylén 2021)*.

I dette bidraget har vi brukt geokjemiske data (XRF – røntgenfluorescens) fra nesten 6000 bergartsprøver fra store deler av landet (Fig. 4). Sammenstillingen viser at ca. 8,5% av prøvene inneholder > 0,1% S, men kun 2% av dem inneholder >0,5% S. Av prøver som inneholder > 0,5% S, utgjøres de fleste av såkalte pelittiske bergarter, det vil si omdannende varianter av leirstein, slik som leirskifer og fyllitt, samt glimmerskifer og glimmergneis (stedvis også kalt paragneis) (Fig. 4). Selv om

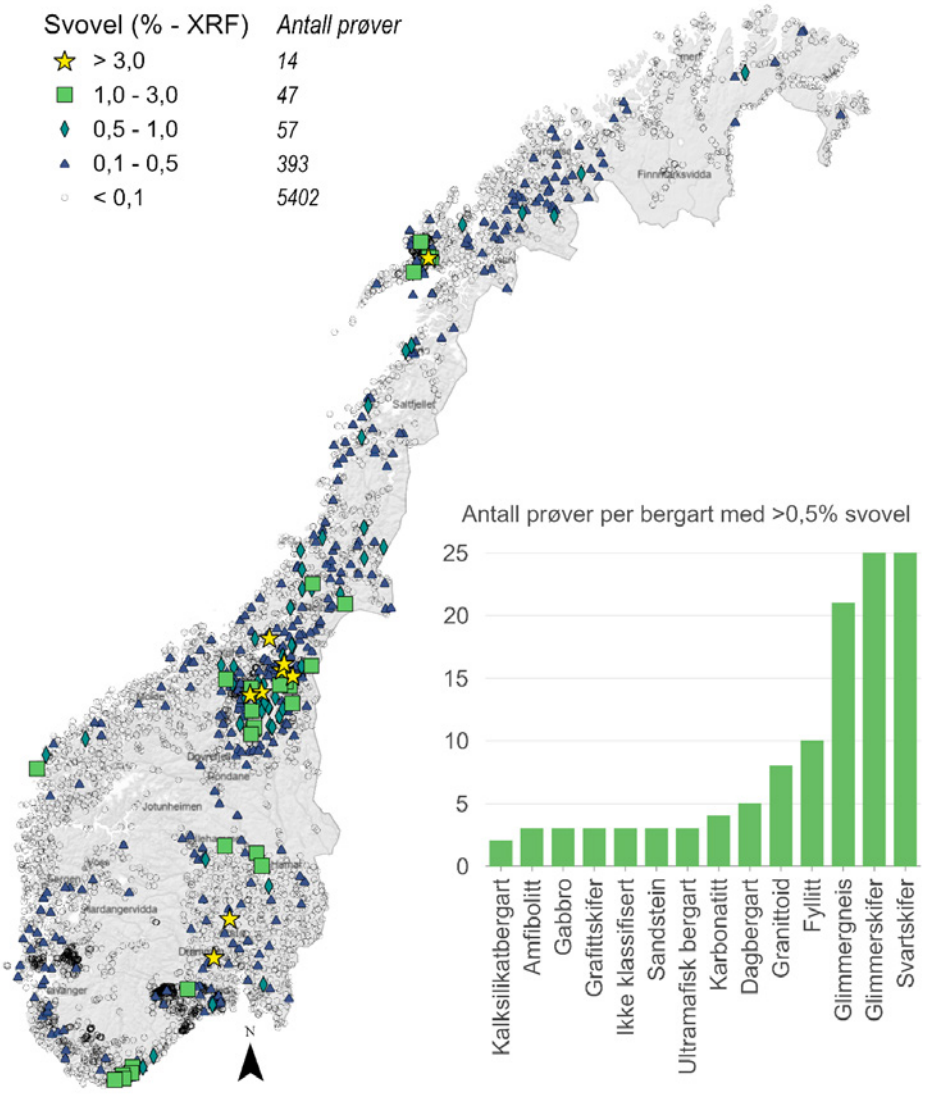
pelittiske bergarter i gjennomsnitt har noe høyere svovelinnhold enn andre bergarter, er dette innholdet relativt lavt. Det er spesielt svarte skifre, og omdannede varianter av disse i form av grafittskifer, rustskifer o.l., som karakteriseres av et vesentlig høyere svovelinnhold. Dette er bergarter som har blitt dannet fra leirrike sedimenter avsatt under anoksiske (reduserende) forhold, slik at sulfider kan dannes fra porevannet *(Parviainen, Loukola-Ruskeeniemi 2019)*. Den mest karakteristiske svartskiferen i Norge er alunskifer, som ble dannet i sen kambrium–tidlig ordovicium og er best bevart i den kambrosiluriske lagrekken i Oslofeltet *(f.eks. Jeng 1991)*. I denne lagrekken finnes også andre ordoviciske svartskiferformasjoner med noe lavere svovel- og metallinnhold alunskiferen, men som fremdeles har et syredanningspotensial.

Lavgradsomdannede varianter av svartskifer i form av fyllitt og stedvis grafittskifer er utbredt i den undre kaledonske dekkeserien *(NGU 2021)*. Den største utbredelsen av disse finner man i deler av Rogaland (hvor de er kjent som Ryfylkeskifrene) *(f.eks. Enge, Fanuelsen 2021)*, vestlige Hardangervidda og over til Valdres (Synnfjellduplekseen). Det er et begrenset geokjemisk datagrunnlag for disse bergartene, men eksisterende data viser at de ofte har et forhøyet svovelinnhold (Fig. 4), selv om det generelt er lavere enn svartskiferne i Oslofeltet.

Basert på det nåværende datagrunnlaget finnes den største kjente samlingen av bergarter med forhøyet svovelinnhold i de sørlige delene av Trøndelag (Fig. 4). Disse områdene er dominert av glimmerskifer og grafittskifer og tilhører øvre kaledonske dekkeserie *(NGU 2021)*, som strekker seg nordover inn i Nordland og indre deler av Troms. Ut ifra det regionalt høye svovelinnholdet i disse bergartsprøvene burde man forvente et betydelig syredanningspotensial. Samtidig er mange av glimmerskifrene i den øvre kaledonske dekkeserien kalkførende, slik at svovelinnholdet her delvis kan være bufret.

Innenfor den såkalte Bamble litotektoniske enhet i Agder *(NGU 2021)*, som kan følges omtrent fra Kristiansand til Bamble, finnes det høygradsomdannede sedimentære bergarter med forhøyet svovelinnhold, som ofte har blitt beskrevet som «sulfidførende gneis» eller «syredannende gneis». Disse begrepene er noe misvisende både fordi svovelet ikke bare er bundet til sulfider, men i stor grad også til jernhydroksidsulfatmineraler, og fordi bergartene stedvis fremstår som glimmerskifer og omdannet sandstein (Fig. 3). Samtidig opptrer disse bergartene som tydelige omvandlet (rustet), og vi vil derfor anbefale å bruke «omvandlet paragneis» som et samlebegrep for å beskrive dem. Det er tilstedeværelsen av jernhydroksidsulfatmineralene (hovedsaklig jarositt og schwertmannitt) som i stor grad gjør at de syredannende bergartene i dette området kan føre til svært rask og omfattende forsuring av vannresipienter *(Hindar, Lydersen 1994) (Hindar, Nordstrom 2015) (Hagelia 2023)*.

Selv om granittoide bergarter (dvs. udifferensierte felsiske dypbergarter) generelt sett har svært lavt svovelinnhold, finnes det enkelte typer som inneholder betydelig konsentrasjoner (Fig. 4). Vesterålen er et områdene med monzonitt og lignende dypbergarter som kan ha et syredanningspotensial, men disse har ofte svært begrenset utstrekning *(Coint, Mansur, Keiding, Skår 2023)*.




Figur 4 – Kart over svovelinnhold (målt ved XRF) i 5913 berggrunnsprøver, hvorav omtrent 2% av prøvene har > 0,5 % svovel. Blant disse 2% er de aller fleste fra svartskifer, fyllitt, glimmerskifer eller glimmergneis.

## HVOR ER KUNNSKAPSHULLENE?

Det er i dag en generelt stor oppmerksomhet rundt og forståelse for at berggrunnen kan være syredannende. Dette medfører at potensielt syredannende berggrunn håndteres med varsomhet og ofte kjøres til spesialdeponi for trygg lagring for å forhindre skade på vannresipienter. Dette er en viktig og riktig håndtering av bergarter med svært høyt syredanningspotensial (>~2% S og ingen bufferkapasitet), men hvor går grensen for når bergmassen må kjøres til deponi, eller kan gjenbrukes lokalt?

Dette er et vanskelig spørsmål å besvare fordi graden av forsuring fra berggrunnen er avhengig av en rekke faktorer, ikke bare svovelinnhold (Fig. 2). For å bedre forstå hvordan bergarter med moderate svovelinnhold (~0,2-1% S) påvirker resipienter trengs et større datagrunnlag fra forskjellige kilder og ulike typer prosjekt. En gjennomgang av tidligere utbyggingsprosjekter i områder med kjente forekomster av svovelførende bergarter vil være nyttig for å få klarhet i hvilke hensyn som ble tatt før utbygging, gjennomføring av prosjektet, og hvilke eventuelle miljøpåvirkninger det har hatt etterpå.

Samtidig ville det vært relevant med et nasjonalt prøvetaking og analyseprogram av spesielt pelittiske bergarter å få en bedre oversikt over hvilke typer av disse bergartene, og i hvilke områder de faktisk har forhøyet syredanningspotensial.

Det mangler også kunnskap rundt hvilke felt- og laboratorieanalyser som er mest hensiktsmessige å utføre i ulike prosjektstørrelser og planfaser. Det finnes et behov for forskningsprosjekt som ser nærmere på felt- og prøvetakningsstrategier for å best gjenspeile det faktiske bergvolumet. Samtidig vil man også kunne oppnå en bedre håndtering av potensielt syredannende berggrunn ved å undersøke hvilke laboratorieanalyser som kreves for å forutsi grad av forsuring fra berggrunnen i ulike planfaser.

## REFERANSER

Akcil, A., & Koldas, S. (2006): Acid Mine Drainage (AMD): causes, treatment and case studies. *Journal of cleaner production*, *14*(12-13), 1139-1145.

Coint, N., Mansur, E. T., Keiding, J. K., & Skår, Ø. (2023): Trace elements in ilmenite, titanomagnetite and apatite unravel the petrogenesis of Fe-Ti-P-(+/-Zr) rich rocks and associated nelsonite from the Raftsund intrusion, Vesterålen-Lofoten AMCG suite, Northern Norway. *Lithos*, *460*, 107389.

Dold, B. (2017): Acid rock drainage prediction: A critical review. *Journal of Geochemical Exploration*, *172*, 120-132.

Endre, E. (2019): Bygging på alunskifer og andre svarte og grå leirskifere. RIF-veileder 8040.

Enge, E., & Fanuelsen, J. W. (2021): Severe acidification in coastal lakes in Suldal in southwestern Norway. *Vann, 3*, 275-286.

Gundersen, P., Olsvik, P. A., & Steinnes, E. (2001): Variations in heavy metal concentrations and speciation in two mining-polluted streams in central

Norway. *Environmental Toxicology and Chemistry: An International Journal*, *20*(5), 978-984.

Hagelia, P. (2023): Sur avrenning frå rusta svovelførande gneiss. *Staten Vegvesens Rapporter, 922*. 1-150. https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/3083450

Hindar, A., & Lydersen, E. (1994): Extreme acidification of a lake in southern Norway caused by weathering of sulphide-containing bedrock. *Water, Air, and Soil Pollution*, *77*, 17-25.

Hindar, A., & Nordstrom, D. K. (2015): Effects and quantification of acid runoff from sulfide-bearing rock deposited during construction of Highway E18, Norway. *Applied Geochemistry*, *62*, 150-163.

Holmström. T., Wistrand, B., Hallberg, M. & Nylén, F. (2021): Bokslut – Sulfidhaltiga bergmassor inom E4 Förbifart Stockholm. Trafikverket rapport TMALL 0004. https://bransch.trafikverket.se/contentassets/cd54e60e763f4e61a2ee5fccca67e3f2/bokslut--sulfidhaltiga-bergmassor-inom-e4-forbifart-stockholm-2021-11-12.pdf

Jeng, A. S. (1991): Weathering of some Norwegian alum shales: I. Laboratory simulations to study acid generation and the release of sulphate and metal cations (Ca, Mg & K). *Acta Agriculturae Scandinavica*, *41*(1), 13-35.

Lapakko, K.A. (2003): Developments in Humidity-cell tests and Their Application. In: Jambor, J.L., Blowes, D.W. & Ritchie, A.I.M. (Eds.) Environmental Aspects of Mine Wastes. Mineralogical Association of Canada, Short Course Series 31.

Lindgren, L. (2020): Utvärdering av predikteringsmetoder för sulfidförande berg. Med fokus på berg som används i konstruktioner. MSc Luleå tekniske universitet.

Neuman, D. R., Brown, P. J., & Jennings, S. R. (2014): Metals associated with acid rock drainage and their effect on fish health and ecosystems. *Acid Mine Drainage, Rock Drainage, and Acid Sulfate Soils: Causes, Assessment, Prediction, Prevention, and Remediation*, 139-169.

NGI (2015): Indentifisering og karakterisering av syredannende bergarter. Miljødirektoratet rapport M-310. https://www.miljodirektoratet.no/globalassets/publikasjoner/m310/m310.pdf

NGI (2021): Håndtering av potensielt syredannende svartskifer. Miljødirektoratet rapport M-2105. https://www.miljodirektoratet.no/publikasjoner/2022/januar/handtering-av-potensielt-syredannende-svartskifer/

NGU (2021): Berggrunnskart over Norge 1:1 350 000. Norges geologiske undersøkelse. https://www.ngu.no/publikasjon/berggrunnskart-over-norge-1-1-350-000

Nicholson, R.V. & Scharer, J.M. (1994): Laboratory studies of pyrrhotite oxidation kinetics. In: C.N. Alpers and D.W. Blowes (Editors), Environmental Geochemistry of Sulfide Oxidation. ACS Symposium Series. American Chemical Society, Washington, pp. 14-30.

Miljødirektoratet. (2024; 29. Oktober): Syredannende bergarter i arealplanlegging. https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/overvaking-

arealplanlegging/arealplanlegging/miljohensyn-i-arealplanlegging/forurensning/syredannende-bergarter/

Parbhakar-Fox A. & Lottermoser, B.G. (2015): A critical review of acid rock drainage prediction methods and practices. Minerals Engineering 82, 107-124.

Parviainen, A., & Loukola-Ruskeeniemi, K. (2019): Environmental impact of mineralised black shales. *Earth-Science Reviews*, *192*, 65-90.

Prosjektgruppe Agder (2021): Retningslinjer for tiltak i områder med syredannende gneis. Felles saksbehandlingsrutiner, krav til prøvetaking, klassifisering av steinmasser og miljøoppfølging. https://img8.custompublish.com/getfile.php/4866906.2658.sb7mijzbjbtpkw/Retningslinjer%2Bfor%2Btiltak%2Bi%2Bomr%C3%A5der%2Bmed%2Bsyredannende%2Bgneis.%2Bver.%2B24.pdf?return=www.lillesand.kommune.no

Segalstad, T. V., Walder, I. F., & Nilssen, S. (2006): Mining mitigation in Norway and future improvement possibilities. *Journal of the American Society of Mining and Reclamation*, *6*, 1952-1960.

Statsforvalteren i Rogaland. (2024, 9. September): Veiledere for arbeid i fyllitt. https://www.statsforvalteren.no/rogaland/miljo-og-klima/forureining/nye-veiledere-for-arbeid-i-fyllitt/

Welch, S. A., Kirste, D., Christy, A. G., Beavis, F. R., & Beavis, S. G. (2008): Jarosite dissolution II—Reaction kinetics, stoichiometry and acid flux. *Chemical Geology*, *254*(1-2), 73-86.

**Detektering av syredannende berg med XRF på prosjekt Ny vannforsyning til Oslo (NVO)**

Detection of acid-forming rocks with XRF at New water supply to Oslo

Hanna Cecilia Lytomt, rådgiver ytre miljø, Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune

**Sammendrag**

Oslo kommune har fått pålegg av Mattilsynet om å etablere en fullgod reservevannsforsyning til Oslo innen 1. januar 2028. Vann- og avløpsetaten er byggherre for prosjekt Ny vannforsyning Oslo. På delprosjekt rentvannstunnelen bores det en ca. 11 km lang tunnel med tunnelboremaskin fra Alna til Huseby, samt ca. 3 km tunnel fra Oset til Sinsen ved hjelp av tradisjonell boring og sprenging.

Boringen mot Huseby startet i desember 2023. I forkant av arbeidene er det utført en kartlegging av berg langs traseen der det har blitt påvist syredannende berg (alunskifer) ved Alna. Alunskifer er en type bergart som kan kjennes igjen visuelt ut fra sine karakteristiske trekk; svart skifer, svart strek ved ripetest, og at man blir svart på fingrene av å ta på steinen. Alunskifer sine kjemiske egenskaper gjør at den i kontakt med luft og vann over tid vil danne svovelsyre og medføre utlekking av tungmetaller. Dette gjør at alunskifer må håndteres på korrekt måte og leveres til godkjent mottak for syredannende berg med tillatelse fra Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA). Gjennom tunneldrivingen med TBM fra Alna utfører entreprenør systematisk testing av TBM-massene med en XRF-pistol. XRF er en type røntgenapparat som sender ut gamma-stråling, og kan dermed lese av fordelingen av metaller i bergarten. Det testes både på masser fra stuff og sonderboring. På denne måten kan entreprenør identifisere syredannende berg, hvor bl.a. svovelinnholdet er en viktig faktor. Ved påvist syredannende berg må entreprenør sortere syredannende berg fra rene masser.

Byggherren (BH) må påse at syredannende berg leveres til godkjent mottak. Gjennom resterende tunneltrasé fra Alna er det middels risiko for å møte på syredannende berg. Derfor vil man fortsette testingen med XRF så lenge man mistenker syredannende berg foran tunnelboremaskinen.

**Summary**

The Municipality of Oslo, through the Water and Sewage Department, has been tasked by the Norwegian Food Safety Authority to establish a reliable backup drinking water supply by January 1, 2028. For subproject the clean water tunnel, an approximately 11 km long tunnel  will be constructed using a tunnel boring machine

(TBM) from Alna to Huseby, along with an additional 3 km tunnel from Oset to Sinsen excavated with conventional drill- and blast method.

Drilling towards Huseby started in december 2023. Before start of excavation, a geological mapping of the rocks along the tunnel alignment identified acid-generating rocks (alum shale) near Alna. Alum shale is a type of rock that can be visually identified by its distinct characteristics: black shale, a black line during a scratch test, and a tendency to stain fingers black when touched. The chemical properties of alum shale makes it generate sulfuric acid over time when exposed to air and water, leading to the leaching of heavy metals. This requires alum shale to be handled correct and transported to an approved disposal facility for acid-generating rocks with a permit from the Norwegian Radiation and Nuclear Safety Authority (DSA). During the TBM tunneling from Alna, the contractor performs systematic testing of the TBM excavated material using a handheld XRF, a type of X-ray device that emits gamma radiation and can analyze the distribution of metals in the rock. Tests are conducted on materials from both the excavation face and probe drilling. This allows the contractor to detect acid-generating rock with sulfur content being a key indicator. When acid-generating rock is detected, the contractor must separate it from clean material.

The project owner must ensure that acid-generating rock is sent to an approved facility. There is a moderate risk of encountering acid-generating rock along the remaining tunnel alignment from Alna, which means XRF testing will continue as long as there is suspicion of acid-generating rock ahead of the TBM.

**Innledning**

I dag er Oslo kommune helt avhengig av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg som forsyner 90% av befolkningen med rent og trygt drikkevann. En svikt i det nåværende vannforsyningssystemet vil få alvorlige konsekvenser for Oslo i løpet av få timer. Oslo kommune har fått pålegg fra Mattilsynet om å etablere en fullgod reservevannsforsyning innen 1. januar 2028. Vann- og avløpsetaten er byggherre for prosjekt Ny vannforsyning til Oslo (NVO). Dette innebærer at kommunen må ha to råvannskilder, to vannbehandlingsanlegg og et oppgradert og sammenbundet ledningsnett som kan levere rent vann fra begge vannbehandlingsanleggene ut til hele befolkningen. Prosjektet er delt inn i flere delprosjekter. Delprosjekt rentvannstunnelen skal overføre vann i tunnel fra Huseby til Sinsen og videre østover til Stubberud, og fra det eksisterende vannbehandlingsanlegget på Oset til Sinsen. I Stubberudområdet er det påvist syredannende berg, som har krevd egen spesialhåndtering og deponering.

**Syredannende berg**

Bergartene i tunneltraseen tilhører Oslofeltet. På forhånd har Multiconsult kartlagt at berggrunnen hovedsakelig består hovedsakelig av foldede, sedimentære bergarter som skifer, kalkstein og knollekalk. Stubberud og Haugerud består av grunnfjellsgneis. Fra Oset til Sinsen går traseen igjennom sedimentære bergarter fra kambrosilur, hornfels og syenittiske dypbergarter, samt mindre mengder lavabergarter og omdannede sedimentære bergarter fra Askergruppen (Multiconsult et al. (2022)). De kambrosiluriske bergartene i Oslofeltet er delt inn i grupper og etasjer, hvorav enkelte etasjer/underetasjer er å anse som syredannende.

I Forurensningsforskriftens kap. 2 §2-3 defineres syredannende berg som «.. grunn som danner syre eller andre stoffer som kan medføre forurensing i kontakt med vann og/eller luft, regnes som forurenset grunn dersom ikke annet blir dokumentert». Svart skifer, særlig alunskifer, er bergarter som har syredannende egenskaper. Sulfidholdige mineraler gjør at bergarten kan danne syre under riktige forhold. Syredannelse oppstår når for eks. alunskifer kommer i kontakt med luft og vann, som medfører utlekking av sporstoffer (Breedveld et al. (2021)). Typiske sporstoffer i svartskifer er arsen, kadmium, kobolt, molybden, nikkel, antimon, uran, sink, kobber og krom. Svartskifer har flere uheldige egenskaper hvis det blir håndtert feil. Bl.a. vil det gi avrenning av surt vann og utlekking av aluminium, jern, sporstoffer og radionuklider (Breedveld et al. (2021)). For bygninger er det fare for forvitring, korrosjon av betong og stål, og svelling og trykk mot konstruksjoner og fundamenter (Breedveld et al. (2021)). Redusert bæreevne/styrke av undergrunnen kan også bli en utfordring. Frigjøring av radon er uheldig mtp. stråling- og kreftfare. Feil håndtering av alunskifer på deponi kan medføre temperaturøkning og selvantenning ved feil lagring (Breedveld et al. (2021)).

Dette gjør det svært viktig at syredannende berg håndteres riktig og leveres til godkjent mottak for syredannende berg. Mottaksstedet må ha en egen tillatelse til mottak av syredannende berg fra direktoratet for strålevern og atomsikkerhet (DSA).

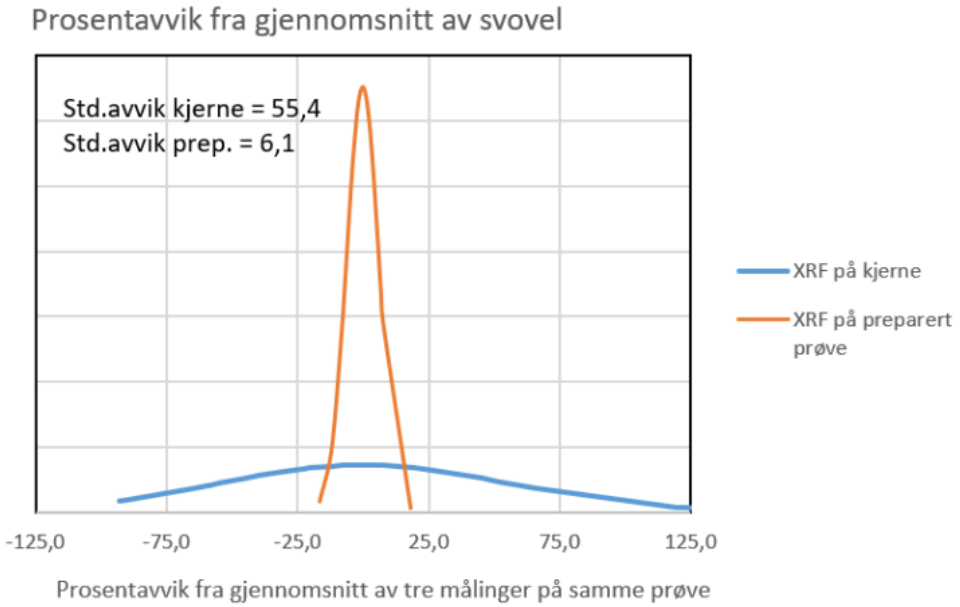
**XRF og hvordan den brukes**

XRF er et håndholdt apparat som sender ut røntgenstråling for å måle innhold av grunnstoffer i en prøve. For å redusere måleusikkerheten må apparatet kalibreres mot sanne konsentrasjoner av grunnstoff innenfor den kjemiske variasjonen man forventer å måle på – et referansemateriale (Multiconsult et al. (2022)). For dette prosjektet innebar det å kalibrere måleinstrumentet til den geokjemiske variasjonen som finnes i kambrosilurlagrekken i Oslo-området (Multiconsult et al. (2022)). Verdiene fra laboratoriet måtte korreleres mot XRF-resultatene. Bruk av XRF har flere fordeler, bl.a. at den er portabel og lett å ta med ut i felt. Den gir raske resultater på ferdig preparerte prøver, og gir en effektiv metode sammenlignet med å sende prøver til eksterne laboratorium. Ulempen er at den har større kjemisk usikkerhet i

måleresultater enn laboratoriestandard. Den kan heller ikke måle viktige parametere som karbon (TIC/TOC).

### XRF på steinprøver

Rapporter fra rv. 4 på Gran viste at XRF-målinger direkte på steinprøver gir en usikkerhet i analyseresultatene (Multiconsult et al. (2022)). Figur 1 viser fordelingen av avvikene fra snittet i enkeltmålingene av svovel fra prøver som ble tatt i forkartleggingen. Avvikene fra snittet fra målinger utført direkte på kjerner er plottet sammen med avvikene på preparerte prøver. I NVO har derfor entreprenør på E6-kontrakten utført systematisk prøvetaking ifm. driving av TBM-tunnelen på nedknuste prøver. Dette er for å få mest mulig sikkert resultat og minst mulig måleusikkerhet. Prøvene blir nedknust og siktet på ~< 250 µm og homogenisert.




Figur 1. Figur fra utarbeidet internt dokument (uoff.) (Multiconsult et al. (2022)).

### Vurderingsunderlag for syredannende berg

I NVO har det blitt utarbeidet et flytskjema for å kunne vurdere om berget har syredannende egenskaper eller ei. Det er flere faktorer som spiller inn. Visuell observasjon av fjellet og masser er viktig for å vurdere om tunnelboremaskinen befinner seg i skifer eller ei. Noen tegn er for eks. svart skifer, man blir svart på fingrene når man tar på steinen, svart strek med kniv og svovellukt. For å vurdere om berget har syredannende egenskaper, er konsentrasjon av svovel og uran to viktige nøkkelparametere. Konsentrasjonen av disse grunnstoffene vil variere både innad i

en skiferetasje og mellom de ulike etasjene (Multiconsult et al. (2022)). Konsentrasjon over 80 mg/kg uran gjør at massene er radioaktive og må på spesialdeponi (Breedveld et al. (2021)). Svovelkonsentrasjon på 1 % (10 000 mg/kg) har vært styrende ift. at man må vurdere massene nærmere ift. syre- og nøytraliseringspotensial.

I tillegg baseres flytskjemaet på et AP-NP-diagram og Fe:S-diagram. Et AP-NP-diagram plotter syredannende potensial mot nøytraliseringspotensialet i steinprøven. På denne måten får man en todimensjonal fordeling i tre ulike soner; bufrende, usikker og syredannende (Multiconsult et al. (2022)). Er for eks. forholdet NP:AP < 1 er prøven syredannende fordi syrepotensialet er større enn nøytraliseringspotensialet. Er forholdet NP:AP > 3 betyr det at nøytraliseringspotensialet er tre ganger større enn syrepotensialet (Multiconsult et al. (2022)). Er forholdet NP:AP = 1, regnes det som at nøytraliseringspotensialet er like stort som syrepotensialet. En prøve med NP:AP mellom 1 og 3 plasseres i usikker sone fordi det er usikkert om nøytraliserende potensial er større enn syredannende potensial. Da må prøvene plottes i Fe-S-diagram og trekantdiagrammer. Resultatene sammenlignes med referanseprøver av de ulike skiferetasjene i Osloregionen (Multiconsult et al. (2022)).

Et Fe-S-diagram plotter jerninnhold mot svovelinnhold og gir informasjon om hvordan jern, svovel og tungmetaller er bundet.

Fe:S > 2:1 indikerer at jern og tungmetaller er bundet til silikater

Fe:S = 1:1 indikerer at alt jern er bundet til sulfider

Fe:S = 1:2 indikerer pyritt

Fe:S < 1:2 indikerer at svovel også er bundet i andre mineraler enn sulfider.

Som en ekstra sikkerhet har NVO fått utarbeidet et dokument som kan plotte resultater fra prøvene i trekantdiagrammer. Dette er utarbeidet av to geologistudenter fra UiO på sommervikariat. Dette er for å bestemme hvilken etasje i den kambrosiluriske lagrekken en svartskiferprøve tilhører. Det har ikke alltid vært nødvendig å plotte i trekantdiagrammene, men har blitt brukt på tvilstilfeller ift. om massene er syredannende eller ikke. Trekantdiagrammer er til hjelp fordi de geokjemiske egenskapene, som syredannelse, henger nøye sammen med perioden som berggrunnen har blitt dannet og dermed etasje (Breeveld et al.). Tolkninger er bare mulig å gjøre på skiferbergarter i den kambrosiluriske lagrekken. Dette skyldes at metoden er basert på referansemateriale av skifer med kjent opprinnelse.

Dette vurderingsunderlaget gjør at man har gode rutiner og hjelpemidler for å vurdere om berget er syredannende eller ei. Da har man bedre oversikt over det syredannende potensialet i tunnelmassene, og at man kan tidlig se nærmere på resultater som nærmer seg grenseverdiene.

**Prøvetaking av steinmasser fra TBM og vurdering av syredannelse**

I forkartleggingen av tunneltraseen ble det avdekt alunskifer på Alna. Estimert mengde var 19 000 faste $m^3$, men det var usikkert hvor stor utstrekning alunskifersonen ville ha i traseen til tunnelboremaskinen. For å finne ut hvor mange meter inn i traseen tunnelboremaskinen ville møte på alunskiferen, ble det utført kjerneborrprøver. Det er utarbeidet interne prosedyrer som entreprenør må følge ift. hvor ofte det skal tas prøver og hvordan disse skal utføres. På delprosjektet har det vært systematisk testing med XRF gjennom hele alunskifersonen og så langt i traseen etterpå. Entreprenør tester massene og har utarbeidet et velfungerende Sharepoint-dokument hvor resultater lastes opp fortløpende og gir nødvendig informasjon til byggherre. Dette er fordi den geokjemiske sammensetningen vil variere noe, og det er middels risiko for å møte på syredannende berg i resten av traseen etter alunskiferen.

Per i dag testes hver ring med XRF på nedknust og siktet materiale. I tillegg utføres det tester på sonderboringen. Prøver fra sonderboringen er en blanding av masser fra flere hull på mange meter foran maskinen. Testene fra sonderboringen vil gi en indikator på hva slags type fjell som ligger lengre fremme, men vil ikke kunne si spesifikt hvor mange meter frem i traseen evt. syredannende berg ligger. Derfor regnes testingen fra sonderboringen som supplerende informasjon, men det er testingen på massene fra ringene som er viktigst. Resultatene fra borkakset fra ringene og sonderboringen lastes opp og plottes iht. flytskjemaet. På denne måten får man et raskt svar på fjellets kjemiske innhold og egenskaper i forhold til syredannelse. Et eks. på resultater i alunskifersonen kan sees i figur 2.

| Sample Content | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S [%] | Serror [%] | U [%] | Uerror [%] | $nIC$ | TIC | AP | NP | NP:AP | Fe (mol/t) | S (mol/t) | Fe:S |
| 6,8710 | 0,0570 | 0,016000 | 0,0010 | 0,17 | 0,20 | 214,72 | 16,72 | 0,08 | 989,88 | 2142,83 | 0,46 |
| 5,4480 | 0,0480 | 0,022000 | 0,0010 | 0,18 | 0,21 | 170,25 | 17,58 | 0,10 | 834,63 | 1699,05 | 0,49 |
| 5,0210 | 0,0440 | 0,013000 | 0,0010 | 0,32 | 0,38 | 156,91 | 31,70 | 0,20 | 805,09 | 1565,88 | 0,51 |
| 6,3990 | 0,0520 | 0,008000 | 0,0010 | 0,37 | 0,44 | 199,97 | 36,68 | 0,18 | 917,54 | 1995,63 | 0,46 |
| 5,9910 | 0,0500 | 0,017000 | 0,0010 | 0,12 | 0,14 | 187,22 | 11,79 | 0,06 | 892,47 | 1868,39 | 0,48 |
| 6,6940 | 0,0520 | 0,004000 | 0,0010 | 0,05 | 0,06 | 209,19 | 5,37 | 0,03 | 882,44 | 2087,63 | 0,42 |
| 9,9330 | 0,0690 | 0,004000 | 0,0010 | 0,06 | 0,08 | 310,41 | 6,33 | 0,02 | 1475,87 | 3097,77 | 0,48 |
| 5,8020 | 0,0480 | 0,004000 | 0,0010 | 0,07 | 0,08 | 181,31 | 6,65 | 0,04 | 889,96 | 1809,45 | 0,49 |
| 6,1150 | 0,0510 | 0,016000 | 0,0010 | 1,14 | 1,37 | 191,09 | 114,26 | 0,60 | 899,99 | 1907,06 | 0,47 |
| 6,6210 | 0,0560 | 0,008000 | 0,0010 | 2,01 | 2,42 | 206,91 | 201,34 | 0,97 | 838,03 | 2064,87 | 0,41 |
| 3,6920 | 0,0410 | 0,015000 | 0,0010 | 3,96 | 4,76 | 115,38 | 396,42 | 3,44 | 421,70 | 1151,41 | 0,37 |
| 5,1040 | 0,0460 | 0,011000 | 0,0010 | 0,32 | 0,38 | 159,50 | 31,84 | 0,20 | 929,90 | 1591,77 | 0,58 |
| 4,5710 | 0,0420 | 0,004000 | 0,0010 | 0,34 | 0,40 | 142,84 | 33,70 | 0,24 | 764,44 | 1425,54 | 0,54 |
| 5,0100 | 0,0440 | 0,003000 | 0,0010 | 0,92 | 1,11 | 156,56 | 92,17 | 0,59 | 667,02 | 1562,45 | 0,43 |
| 4,5380 | 0,0420 | 0,008000 | 0,0010 | 1,75 | 2,10 | 141,81 | 175,23 | 1,24 | 905,00 | 1415,25 | 0,64 |

Figur 2. Eks. på noen resultater som kom frem fra XRF-testingen i alunskifersonen. Merk at resultatene for svovel og uran er oppgitt i %. Serror og Uerror representerer måleusikkerheten i %.

Etter alunskifersonen har svovel- og uraninnholdet generelt vært lavt, som man ser et eks. på i figur 3.

| Sample Content | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S [%] | Serror [%] | U [%] | Uerror [%] | nIC | TIC | AP | NP | NP:AP | Fe (mol/t) | S (mol/t) | Fe:S |
| 0,4346 | 0,0101 | 0,000488 | 0,0006 | 1,05 | 1,26 | 13,58 | 104,90 | 7,72 | 648,85 | 135,53 | 4,79 |
| 0,4397 | 0,0098 | 0,000558 | 0,0006 | 1,05 | 1,26 | 13,74 | 104,86 | 7,63 | 649,67 | 137,14 | 4,74 |
| 0,4567 | 0,0102 | 0,000552 | 0,0006 | 0,98 | 1,18 | 14,27 | 98,09 | 6,87 | 648,79 | 142,44 | 4,55 |
| 0,4571 | 0,0105 | 0,000542 | 0,0006 | 0,98 | 1,18 | 14,28 | 97,95 | 6,86 | 648,66 | 142,56 | 4,55 |
| 0,5160 | 0,0111 | 0,000173 | 0,0006 | 0,98 | 1,18 | 16,12 | 98,42 | 6,10 | 650,16 | 160,91 | 4,04 |
| 0,5160 | 0,0110 | 0,000607 | 0,0006 | 0,98 | 1,18 | 16,12 | 98,52 | 6,11 | 648,73 | 160,92 | 4,03 |
| 0,4859 | 0,0109 | 0,000552 | 0,0006 | 0,97 | 1,17 | 15,18 | 97,46 | 6,42 | 660,60 | 151,52 | 4,36 |
| 0,5008 | 0,0112 | 0,000597 | 0,0006 | 0,97 | 1,16 | 15,65 | 96,68 | 6,18 | 663,44 | 156,17 | 4,25 |
| 0,4998 | 0,0115 | 0,000805 | 0,0006 | 0,98 | 1,17 | 15,62 | 97,62 | 6,25 | 656,76 | 155,88 | 4,21 |
| 0,5037 | 0,0112 | 0,000436 | 0,0006 | 0,98 | 1,17 | 15,74 | 97,63 | 6,20 | 657,98 | 157,08 | 4,19 |
| 0,5045 | 0,0108 | 0,000759 | 0,0006 | 0,93 | 1,12 | 15,77 | 93,02 | 5,90 | 646,19 | 157,35 | 4,11 |

Figur 3. Eks. på noen resultater som kom frem fra XRF-testingen etter alunskifersonen. Dette viser rene masser.

På denne måten har man god dokumentasjon på hvilken type masser man har boret seg igjennom. Dette er viktig med tanke på hvilket mottakssted massene skal sendes til.

## Konklusjon

Bruk av XRF er et svært nyttig verktøy i bruk av kartlegging av syredannende berg i tunnelprosjektet. På denne måten kan man dokumentere at man sender rene eller syredannende til riktige, respektive mottak. Gode veiledere fra myndigheter er vesentlig for å kunne utarbeide gode prosedyrer for håndtering og klassifisering av syredannende berg. I tilfeller hvor det har vært masser man har vært i tvil om er syredannende skifer, har XRF og trekantdiagrammene vært viktige verktøy for å kunne kartlegge syredannende egenskaper. Trekantdiagrammene gir også interessant informasjon om hvilke etasjer man sannsynligvis har passert i et området hvor berget ikke tidligere har vært kartlagt i særlig stor grad. Det er likevel viktig å være klar over at måleusikkerheten er noe høyere ved bruk av XRF, i forhold til å sende prøvene til et eksternt laboratorium.

## Kilder

Breedveld, G., Sørmo, E., og Wærsted F. M. (2021). *Håndtering av potensielt syredannende svartskifer*. Fagrapport M-2105, dok.nr. 20200680-01-R.

Klima- og miljødepartementet (2004). *Forskrift om begrensning av forurensning (forurensningsforskriften).*

Multiconsult og Asplan Viak (2022). *Ny vannforsyning Oslo. E6 rentvannstunnel. Syredannende berg – datarapport og metode for detektering.* Internt dokument, unntatt offentlighet.

# VERDENS FØRSTE PRØVETAKER FOR BOREKAKS

## Utviklingen av en borekaksoppsamler for presis prøvetaking under operativ drift i gruver.

## The development of a drill cuttings sampler for precise sampling during mining operations.

Frida Vonstad, CEO, The Coring Company AS

## SAMMENDRAG

Gruveindustrien er under press for å bli mer miljøvennlig (8 % globale karbonutslipp tilskrives gruvedrift). Imidlertid står industrien overfor like sterkt geopolitisk press, med et kappløp om å skaffe og sikre tilgang til kritiske råvarer (f.eks. kobber, sjeldne jordmineraler) for utvikling av grønn teknologi. I tillegg til dette eksterne presset, sliter industrien med å forbedre utvinningseffektiviteten – ***opp til 80 % av materiale som utvinnes må deponeres***. Den eneste måten å møte disse utfordringene på er å forbedre visualiseringen av underjordisk geologi for å finne målmalm mer nøyaktig.

Gruveindustrien er i dag avhengig av grunnleggende geologiske blokkmodeller for å visualisere et gruveområde. Dette gir utilstrekkelig eller utilgjengelig informasjon om målmalmens plassering, kvalitet eller kvantitet. Hver av disse "blokkene" er en 3D-kube typisk 20 m på hver side (8000 m3), men ofte mye større, opptil 1 million m3. Hver blokk kan bestå utelukkende av malm av høy kvalitet, utelukkende av avfall (ingen malm eller malm av lav kvalitet) eller en blanding av begge. Disse modellene er i dag bygget fra kjerneprøvetaking, det meste utført under leteaktiviteter før gruvedriften starter. Selv om det er svært stor nøyaktig innenfor området kjerneprøving tas, er kjerneprøvetaking svært dyrt (opptil € 1,000 per kjerne). Det er derfor ikke mulig å ta prøver av hver blokk og det betyr at mye av dataene i en blokkmodell er interpolert fra omkringliggende blokker. Det andre alternativet, selv om det ikke utføres rutinemessig, er prøvetaking i gruven ved bruk av ulike oppsamlingsmetoder. Her tas det prøver fra hull som bores under produksjon. I underjordiske gruver er det ulike utdrivingsmetoder, en av disse (skiveras) baseres på at bores det vifter av hull for å muliggjøre sprengning av fjellseksjoner. Det er mulig å samle prøver av borekaks fra disse hullene med det er ofte en ekstremt grov metode basert på oppsamling i bøtter eller kar under borehullene. Bare en liten brøkdel av kakset kan samles opp med slike metoder, og de er forurenset av kaks fr hele borehullets lengde. Dette gjør det i praksis umulig å vite nøyaktig hvor prøven kom fra i borehullet..

The Coring Company AS (TCC) har utviklet en prøvetakingsløsning (SCS Mining) som vil muliggjøre en presis prøvetaking fra et hvilket som helst pint i et borehull, og dermed få presis data fra borehullet. Disse dataene vil kunne brukes både til å få en mer presis blokk-modell, og til en visualisering av forekomsten helt ned på ort-nivå. Dette betyr igjen at betyr man får et bedre grunnlag for beslutninger for å lokalisering av den mest verdifulle malmen, noe som forbedrer produktiviteten, effektiviteten og lønnsomheten for gruveselskapene, samtidig som mengden gråberg vil kunne reduseres.

## SUMMARY

The mining industry is under pressure to become more environmentally friendly (8% of global carbon emissions are attributed to mining). However, the industry faces equally strong geopolitical pressures, with a race to obtain and secure access to critical raw materials (e.g. copper, rare earth minerals) for the development of green technology. In addition to these external pressures, the industry struggles to improve extraction efficiency – ***up to 80% of material recovered has to be landfilled***. The only way to meet these challenges is to improve the visualization of underground geology to pinpoint target ore more accurately.

The mining industry today relies on basic geological block models to visualize a mining area. This provides insufficient or inaccessible information about the target ore's location, quality, or quantity. Each of these "blocks" is a 3D cube typically 20 m on each side (8000 m3), but often much larger, up to 1 million m3. Each block can consist entirely of high-quality ore, exclusively of waste (no ore or low-quality ore) or a mixture of both. These models are currently built from core sampling, most of which is carried out during exploration activities before mining starts. Although it is very large exactly within the area core testing is taken, core sampling is very expensive (up to €1,000 per core). It is therefore not possible to take samples of each block, which means that much of the data in a block model is interpolated from surrounding blocks. The second option, although not routine, is sampling in the mine using various collection methods. Here, samples are taken from holes that are drilled during production. In underground mines, there are various methods of expulsion, one of these (disc races) is based on drilling fans of holes to enable blasting of rock sections. It is possible to collect samples of drill cuttings from these holes, but it is often an extremely coarse method based on collection in buckets or vats under the boreholes. Only a small fraction of the cuttings can be collected by such methods, and they are contaminated by cuttings from the entire length of the borehole. This makes it practically impossible to know exactly where the sample came from in the borehole.

The Coring Company AS (TCC) has developed a sampling solution (SCS Mining) that will enable a precise sampling from any pint in a borehole, and thus obtain precise data from the borehole. These data can be used both to get a more precise block model, and to visualize the occurrence all the way down to the ORT level. This in turn means that you get a better basis for decisions to locate the most valuable ore, which improves productivity, efficiency and profitability for the mining companies, while reducing the amount of waste rock.

## INNLEDNING

Den underjordiske gruvesektoren er en viktig industri for å skaffe viktige råvarer og understøtte industriell produksjon. I Europa genererte de 17 000 gruvebedriftene 27 milliarder euro i verdiskapning fra 73 milliarder euro i omsetning [*Eurostat, 2020*]. Næringen er imidlertid under økende press fra tre hovedkilder:

1. **Økende miljøutfordringer. Miljøpåvirkningen fra** gruvesektoren er enorm, og bidrar til vann- og luftforurensning samt forstyrrer naturlige habitater og forårsaker visuelle forstyrrelser. 8 % av alle karbonutslipp (~5,1 gigatonn CO2e/år; [*McKinsey, 2020*]) tilskrives gruvedrift. EUs handlingsplan for råvarer fra 2020 understreker viktigheten av å gjøre gruvedrift mer bærekraftig, med et oppdrag om å redusere miljøpåvirkningen av utvinning og prosessering.

*Figure 1: Acid pollution from mine waste landfill*

2. **Økende geopolitisk betydning og press.** Gruveindustrien har økende geopolitisk betydning, med et kappløp om å sikre tilgang og øke effektiviteten til gruver. Etterspørselen etter sjeldne jordartsmetaller vil øke minst 15 ganger innen 2030 for å levere deler til grønne energiteknologier, for eksempel batterier [*Mining Technology, 2022*]. Gruveindustrien er avgjørende for å få tilgang til kritiske råvarer for å drive avkarbonisering. Europa er for tiden sterkt avhengig av Russland for kritiske råvarer; krigen i Ukraina har imidlertid fått prisene til å skyte i været. EUs lov om kritiske råvarer (2023) har som mål å sikre Europas selvforsyning for å nå bærekraftsmålene. ***Europa har satt et ambisiøst mål om at 30 % litium skal stamme fra Europa innen 2030 (for tiden bare 1 %).*** EU har også kilder til jern, aluminium og kobber – alle viktige råvarer for bygningskonstruksjoner og produkter for fornybar energi.

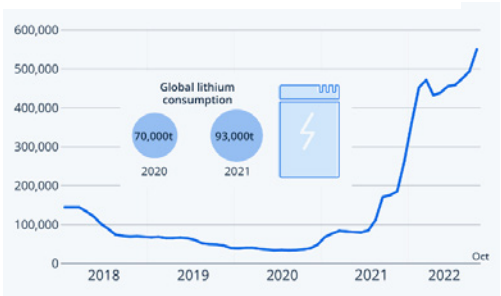



*Figure 2: Despite recent falls, global lithium prices have still increased ten-fold in 3 years*

3. **Utfordringer med effektivitet og lønnsomhet.** Produktiviteten i underjordiske gruver er lav. Gruvene er motvillige til å publisere tall, men typisk ***er så mye som 80 % utvunnet materiale er avfall som må deponeres***. Noe avfall er inert, men ofte er det forurenset med tungmetaller og må kastes på spesialiserte deponier. Ikke bare er dette dyrt, men det er også miljømessig uholdbart. I følge McKinseys Mining Productivity Index falt produktiviteten betydelig mellom 2004 og 2018 (indeksens siste år).

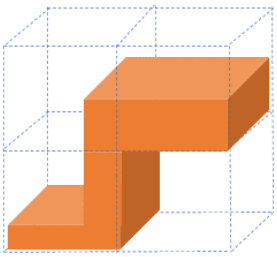
Alle disse tre problemene påvirkes til syvende og sist av data. For å sikre viktige ressurser, forbedre effektiviteten og redusere avfallsmengde, er det viktig at gruveeiere vet nøyaktig hvilken malm som er tilgjengelig, hvor den er og kvaliteten på den malmen. Med denne informasjonen kan de bedre målrettet utvinning. Dessverre er de eksisterende løsningene for lokalisering og vurdering av malmforekomster rett og slett ikke tilstrekkelige.

## Begrensninger ved eksisterende løsninger – unøyaktige, utdaterte og dyre

Gruveeiere står for tiden overfor betydelige problemer på grunn av mangelen på fullt integrerte, nøyaktige driftsdata for å informere beslutninger om gruveproduktivitet, utvidelse og nedleggelse – industrien kan ikke forbedre produksjonen eller ressurseffektiviteten. De må stole på grunnleggende geologiske modeller med dårlig oppløsning som betyr:

1. Målmalm kan ikke lokaliseres nøyaktig, så mye som 80 % som utvinnes er gråberg som kjøres til deponi.
2. Ineffektiv drift med høye driftskostnader.
3. Ofte overdreven bruk av giftige eksplosiver for å trekke ut den nødvendige mengden malm.
4. Dårlige beslutninger om gruveutvidelse kan føre til for tidlig nedleggelse, noe som er dyrt.
5. Negativ oppfatning av næringen når det gjelder miljøpåvirkning.
6. Europas tilgang til innenlandske mineralkilder til kritiske råvarer for grønn teknologi er ikke fullt utnyttet på grunn av mangel på nøyaktige lokaliseringsdata for små, men verdifulle mengder målmalm.

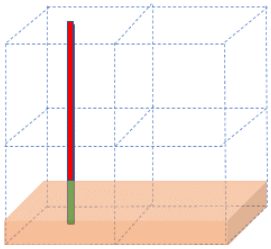
Det er ingen eksisterende prøvetakingsmetodikk som kan samle inn prøvemateriale nøyaktig og kostnadseffektivt. Gruveoperatører må bruke grunnleggende geologiske blokkmodeller for å visualisere målmalmplasseringer under bakken. Denne grunnleggende informasjonen begrenser muligheten til å adressere det globale presset for tungindustri (inkludert gruvedrift) for å redusere karbonavtrykket og bli mer miljøvennlig. Gruveindustrien har også økende geopolitisk betydning, med kappløpet om å skaffe og sikre tilgang til kritiske råvarer, det vil si sjeldne jordarter.



*Ore deposit across 4 blocks.*

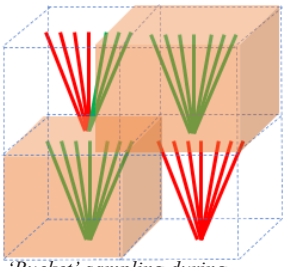
Utilstrekkelig eller utilgjengelig informasjon om målmalmens plassering, kvalitet eller kvantitet fører til at gruveoperatører investerer i dyr, energikrevende sprengning med giftige eksplosiver. For tiden er den geologiske sammensetningen av et gruveområde delt inn i 'blokker'. Hver blokk er en 3D-kube av slike dimensjoner – typisk 20 meter på hver side (8000 m3), men ofte mye større, opptil 1 million kubikkmeter. Hver blokk kan bestå utelukkende av malm av høy kvalitet, utelukkende av avfall (ingen malm eller malm av lav kvalitet) eller en blanding.

Det første bildet (til venstre) viser en teoretisk malmforekomst, som går over fire blokker. Det oransje området representerer målmalm, mens de gjennomsiktige områdene representerer avfall.



*Core drilling alone may miss large deposits as it interpolates data from a single core.*

Den vanligste tilnærmingen til å bygge en såkalt geologisk blokkmodell er å ta prøver av stein ved hjelp av en **kjernebor**. Denne borer ned fra overflaten og samler opp en komplett bergkjerne av en gitt lengde (f.eks. 100 m), noe som gir et nøyaktig bilde av den geologiske sammensetningen. Deler av kjernen blir deretter analysert for å forstå kvalitet og plassering. Før noen utgraving starter, tas flere kjerner for å bygge opp blokkmodellen. Selv om det er svært nøyaktig innenfor området der prøven tas, er kjerneprøvetaking svært dyrt (opptil € 1 000 per kjerne), og det er derfor ikke mulig å ta prøver av hver blokk, med de fleste er interpolert fra omkringliggende blokker. Som vist i eksemplet til venstre, vil kjerneprøvetaking nøyaktig lokalisere noe av malmen, men interpolering fra den prøven vil gå glipp av mesteparten av malmen (øverst til høyre) og resultere i utgraving av et område (nederst til høyre) der det ikke var malm til stede.



*'Bucket' sampling during production cannot pinpoint ore location.*

Kjerneprøvetaking alene er tydeligvis ikke tilstrekkelig, og noen gruver har begynt å ta i bruk **prøvetaking i gruver**, selv om dette ikke er rutine. Her tas det prøver fra hull som bores under gruvedrift. For eksempel, i mange underjordiske gruver, bores det vifter av hull for å muliggjøre sprengning av fjellseksjoner. Det er mulig å samle prøver av borekaks fra disse hullene, for bedre å identifisere malmplassering og kvalitet. Dette er imidlertid en ekstremt grov metode - effektivt å plassere skuffer under borehullene. Bare en liten brøkdel av stiklingene kan samles opp, og de er ofte forurenset av rusk fra andre steder i hullet, noe som gjør det umulig å vite nøyaktig hvor prøven kom fra. Dette fører til oversprengning og kan føre til unøyaktigheter, se til venstre.

Til slutt, selv når dataene samles inn, brukes de ikke optimalt. Programvareprodukter korrelerer ikke data fra forskjellige kilder eller programmer – malmsammensetning fra analyse er ikke korrelert med posisjonsdata eller maskinavledede data. Denne fragmenterte tilnærmingen fører til feil beslutninger knyttet til opprettelse eller utvidelse av og gruver. Det finnes flere leverandører av digitale løsninger - det en rekke programvareprodukter for ulike stadier av gruveverdikjeden (f.eks. leting, drift, prosessering). Disse programvareproduktene kan imidlertid ikke brukes i kombinasjon som en del av en enkelt pakke, så datasett er fragmenterte og ikke korrelert mellom ulike aktiviteter; Dette fører til at beslutninger er basert på ufullstendig kunnskap. Produktene deres fokuserer også på datahåndtering fra etablerte databaser, for et spesifikt behov, i stedet for på oppdaterte, operasjonelle data som er bedre relatert til virkelige forhold.

## SCS-Mining – programvare-/maskinvareløsning for å gi nøyaktige, kostnadseffektive driftsdata

### Borekaksoppsamler (CSU) Prøveenhet Maskinvare

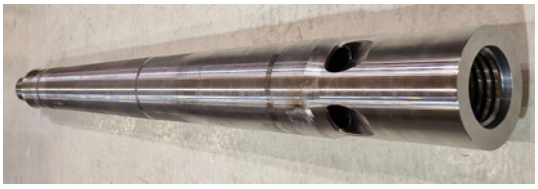


*Figure 5: Cuttings Sample Unit (CSU)*

TCC har utviklet en ny semi-autonom enhet ('Cuttings Sample Unit, CSU'; figur 5) som gjør det mulig å samle inn kaksprøver under operativ boring fra presise punkt, med små forstyrrelser i den generelle arbeidsflyten. CSU veier ca 30 kilo og er bygget av stål og kompositttmaterialer. Den har fire grunnleggende komponenter – en dobbel spiral i den sentrale stålhylsen, toppseksjonen, bunnseksjonen og elektronikken (drevet av batteri).

*Figure 6: CSU installed on down-mine drilling rig*

CSU er en semi-autonom prøvesamler, designet for å brukes som en del av borestangen, og plasseres rett bak borkronen (borehodet) - figur 6. Ved normale boreoperasjoner strømmer borekaks gjennom CSUen og ut av hullet som normalt. På forespørsel fra operatøren lukker CSU-en porter i bunnen av samleren slik at borekaks kan samle seg i oppsamlingsenheten. Når den er full, lukkes CSU-en, og forhindrer forurensning fra andre deler av borehullet. Når den er fjernet fra hullet, løsnes CSU-en fra boreenheten og tas med til laboratoriet, hvor borekaksen fjernes og analyseres.

Prøvene inneholder mineraler fra malmen og vil også inneholde gråberg. Prøven samles inn på et nøyaktig sted i borehullet, og derfor i selve malmen. Den kjemiske sammensetningen av prøven gir informasjon om forholdet mellom malm og gråberg på det spesifikke punktet. Den viktige informasjonen her er hvor forholdet tipper betydelig i favør av berggrunnen fordi du da vil vite de nøyaktige grensene for malmen. Dette vil gjøre det mulig for gruven å utnytte ressursen mer effektivt.

Når vi gjør omfattende prøvetaking i en spesifikk Ort, vil vi samle inn datapunkter som lar oss lage både en visualisering av den spesifikke Orten og en prediksjon av forholdet mellom malm og berggrunn i selve orten. Denne informasjonen kan også inkluderes i ressursmodellen (blokkmodellen) og dermed forbedre presisjonsnivået i modellen.

Vi samler også inn data fra boreutstyret ('Measurement-While-Drilling' – MWD). Disse dataene består av en rekke parametere, bl.a. rotasjonshastighet og inntrengningshastighet, som måles når hullet bores. Denne informasjonen skaper et mønster som er korrelert med den kjemiske analysen tatt fra prøvetakingen. Denne korrelasjonen brukes deretter i Machine Learning-modulen i SCS-programvaren.

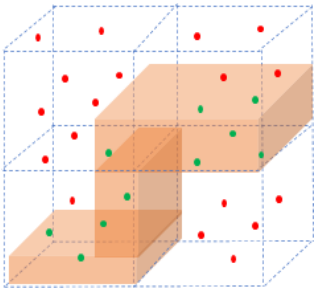
Selve den operativ bruken av CSUen er veldig enkel, krever ingen spesiell opplæring og passer tilnærmet sømløst inn i dagens arbeidsflyter.

De viktigste funksjonene i den nye CSU inkluderer:

1. **Semi-autonom drift.** Siden den utgjør en del av borestangenheten, må CSUen operere med egen kraft og uten elektroniske signaler. Dette gjør det ekstremt utfordrende å kommunisere med CSUen når den skal begynne prøveinnsamlingen, som kan være på hvilken som helst avstand i hullet. Vi har overvunnet dette problemet ved å inkludere robuste treghetssensorer, koblet til en liten mikrokontroller, i CSU. Når operatøren ønsker å ta prøve, snur de retningen på boret, som om de begynner boreekstraksjonsprosessen. Denne bevegelsen oppdages av CSU, og når operatøren umiddelbart fortsetter å bore, forstår CSU denne hendelsen som at den skal lukke utgangsportene til oppsamlingsenheten, slik at den kan fylles opp med borekaks. På denne måten kan operatøren kontrollere den nøyaktige plasseringen av prøven uten behov for direkte kommunikasjon.

1. **Lastbalansering**. Selv om borestengene er robuste, er de under enorme krefter under en boreoperasjon, og det er viktig at boret forblir balansert for å unngå vibrasjoner og de negative effektene de har på utstyr og operatøren. For å sikre at borekaksen i CSU-en ikke fører til at boret blir ubalansert, verken under boring eller oppsamling, har vi designet en unik dobbel spiralstruktur i oppsamlingskammeret som sprer og balanserer belastningen effektivt, til enhver tid, og minimerer vibrasjoner.

*Figure 7: Double helix ensures load balancing within CSU*



*Precisely located 'point cloud' from CSU sampling enables close mapping of deposit.*

Ettersom prøveinnsamling passer sømløst inn i eksisterende borearbeidsflyter, kan prøver tas fra nesten hvert hull som bores, på hvilken som helst dybde, slik at operatører kan bygge en "punktsky" av geologiske prøver (se til venstre) fra en blokk.

Dette gir en langt mer nøyaktig forståelse av gruvens lokale sammensetning, noe som gjør det mulig for operatører å justere sprengningsoperasjoner for mer effektivt å målrettet malm av høy kvalitet og redusere unødvendige operasjoner.

## Status

Vi har utviklet vår CSU i nesten 2 år, og den har nå blitt prototypen og testet sammen med en av Norges største gruver for å bevise at den fungerer effektivt sammen med boreutstyr. Vi har demonstrert at den samler prøver autonomt i et gruvemiljø, og er nå klar for fullskala forsøk og demonstrasjon som en del av dette prosjektet.

Disse tidlige testene viser at CSU kan installeres som en del av det operative boreutstyret – se figur 11. Vi må fortsatt innlemme et tømmeanlegg for å fjerne stiklingene fra prøvekammeret, men manuell tømming viser at prøven samles effektivt (se figur 12) og gir materiale som krever minimal forberedelse for analyse – ingen ytterligere sliping eller oppbrytning nødvendig, i motsetning til kjerneprøver (se figur 13) som krever omfattende forberedelse før de analyseres. Vi har engasjert oss med ytterligere to gruveselskaper som vil tilby ytterligere prøveområder (Teako Minerals: leting, Brønnøy Kalk: operativ).

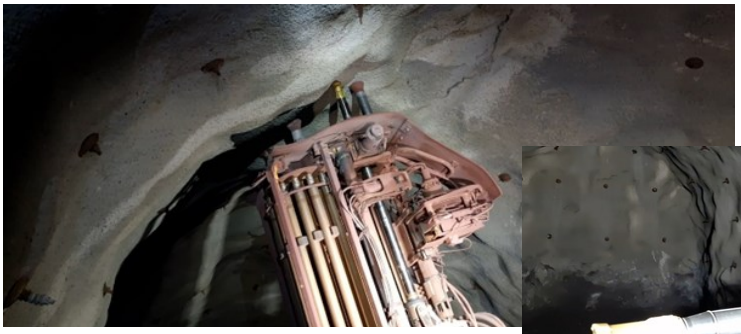


*Figure 10. CSU installed as part of operational drilling equipment (See in red circle)*

*Figure 11: CSU in operation*

*Figure 12.: Cutting samples extracted.*

CSUen eksisterer i en pilotversjon som skal gjennom testing i løpet av

*Figure 13: Core samples*

vinteren 2024/2025. Piloteringen vil skje i dagbrudd og undersjordsgruver i Norge og i Sverige. Videre skal CSUen testes for bruk i Exploration på ulike felt i Norge i februar 2025.

Produktet vil være tilgjengelig på markedet fra Q3/2025. Forhåndssalg har startet, og produktet har så langt solgt for over 100 MNOK internasjonalt.

Fjellsprengningskonferansen 2024

# Q-BASED DEVELOPMENTS DURING THE LAST 50 YEARS

# Q-BASERT UTVIKLING I LØPET AV DE SISTE 50 ÅRENE

Nick Barton, NB&A, Høvik, Norway
Eystein Grimstad, Geolog, Oslo, Norway
Ricardo Abrahão Geociências SS, São Paulo, Brazil
Neil Bar, Gecko Geotechnics LLC, Kingstown, Saint Vincent and the Grenadines

**SUMMARY**
The Q system was published in 1974 with senior NGI colleagues Lien and Lunde. Some details of rock mass classification will be summarized first. Co-author Grimstad was responsible for a very extensive increase in tunnel 'case records' and details regarding fibre-reinforced shotcrete S(fr) and the stress parameter SRF based on experiences from road tunnels under high rock pressure. Design of reinforced ribs of shotcrete (RRS) and energy absorption was published in 2002 by Grimstad. RRS will be illustrated and compared with steel arches and lattice girders. The Q system was originally based on many hydropower projects with moderate water transport rates, e.g. 1.5 to 2.5 m/s and no block transport along the invert. The risk of erosion damage increases when too high water flow velocities are allowed. In 1995, Qc was used to correlate with P-wave velocity and rock mass E modulus, both corrected for depth. In 2000, Qtbm was developed in book form, and a user-friendly prediction model was soon developed by co-author Abrahão. TBM tunnels need prediction of both PR, which is more common, and also time-dependent AR and utilization U, both of which are tunnel length-dependent. Q-H2O with correlation to depth-dependent permeability is from 2006 and a textbook on rock mass and seismic quality. A later development based on Q was Q-slope from 2015, where angles for rock cuttings and benches in open pits can be related to Q-slope. For example, unreinforced 85°, 65°, or 45° slope angles are stable when Q-slope is 10, 1, or 0.1. Co-author Bar is responsible for the very extensive increase in 'Q-slope case records'.

**SAMMENDRAG**
Q-systemet ble utgitt i 1974 med senior NGI-kolleger Lien og Lunde. Noen detaljer om bergmasseklassifisering vil oppsummeres første. Medforfatter Grimstad var ansvarlig for en meget omfattende økning i tunnel 'case records' og detaljer vedrørende fiberarmert sprøytebetong S(fr) og spenningsparameteren SRF basert på erfaringer fra veitunneler under høye bergtrykk. Design av armerte sprøytebetongbuer (RRS) og energiabsorpsjon ble publisert i 2002 av Grimstad. RRS vil bli illustrert og sammenlignet med stålbuer og gitterdragere. Q-systemet var opprinnelig basert på mange vannkraftprosjekter med moderat vanntransporthastighet, f.eks. 1,5 til 2,5 m/s og ingen blokktransport langs sålen. Risikoen for erosjonsskader øker når det tillates for høye vann hastigheter. I 1995 ble Qc brukt til å korrelere med P-bølgehastighet og bergmasse E-modul, begge med korreksjon for dybde. I 2000 ble Qtbm utviklet i bokform, og en brukervennlig prediksjonsmodell ble snart utviklet av medforfatter Abrahão. TBM-tunneler trenger prediksjon av både PR som er mer vanlig, og også tidsavhengig AR og utnyttelse U som begge er tunnellengdeavhengige. Q-H2O med korrelasjon til dybdeavhengig permeabilitet er fra 2006 og en lærebok om bergmasse- og seismiskkvalitet. En senere utvikling basert på Q var Q-slope fra 2015, hvor vinkler for fjellskjæringer og benker i dagbrudd kan relateres til Q-slope. For eksempel er uforsterkede 85°, 65° eller 45° helningsvinkler stabile når Q-slope er 10, 1 eller 0,1. Medforfatter Bar er ansvarlig for den svært omfattende økningen i 'Q-slope case records'.

## INTRODUCTION

Since there are several developments related to Q to be summarized in this 50-years retrospective, there will be extensive use of figures and illustrations and only moderate use of text. It is appropriate to start with the people involved. Since the first author wrote this paper he takes the liberty to present his important co-authors. First an acknowledgement of senior NGI colleague Reidar Lien who introduced the first author to the challenges of hydro-tunnelling after some years of working on open pit rock slope stability and shear strength during RTZ-funded PhD research in London University.

*Figure 1. The principal people behind the Q-system development and its further applications in engineering geology in numerous countries around the world.*

The Q-system was first published in 1974 with senior NGI colleagues Lien and Lunde. [1]. It was an unplanned development needed to answer a question from Statkraft to NGI: *'Why do our powerhouses display such a big range of deformations'*? The question came to the first author via Bjørn Kjærnsli, head of NGI's Dam and Rock Group. Approximately 210 case records were used, some 60% from Norwegian and Swedish hydropower projects. Note that the 'nominally unlined' single shell water-transport tunnels represented in these and NGI's own case records were designed with respect for moderate 1.5 to 2.5m/sec flow velocities so no 'rocks in the turbines'. Only millimeter-sized particles are transported. Fifty different rock types were involved, and there was a deliberate selection of case records requiring significant amounts of rock bolts and shotcrete with numerous cases down to Q-values as low as 0.01. There were few cases beyond Q =100. Different levels of conservatism are represented in the case records, with different levels of safety for road and rail tunnels, water tunnels (for hydropower), and mine roadways. The numerical spread of these early case records is indicated in Figure 2.

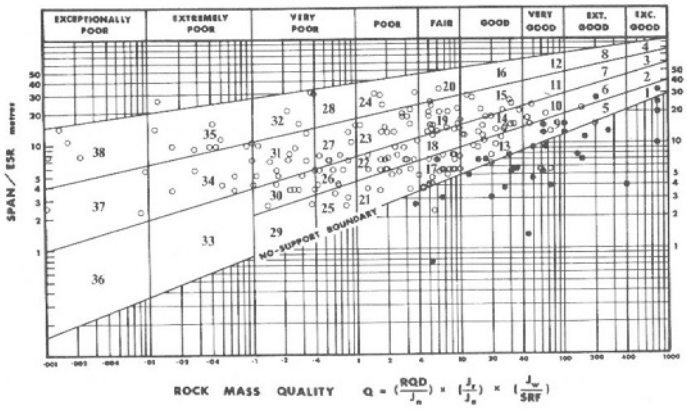



*Figure 2. The original 212 case records Poor quality clay-bearing rock masses were deliberately selected to extend the use of Q into tunnels requiring heavier support.*

The basic structure of the future 'Q-value' evolved as relative block size and inter-block frictional strength, with emphasis on number of joint sets. Case records provided the input with successive improvements to parameter ratings. After three months of work (see Figure 3) the basic method had taken shape and could be shown to senior colleagues at NGI. The fifth parameter Jw was 'added' in the last months with further adjustment of ratings. The Statkraft question could finally be answered after 6 months of developing 'the Q-system' – an optimistic title at the time, but now maybe justified.

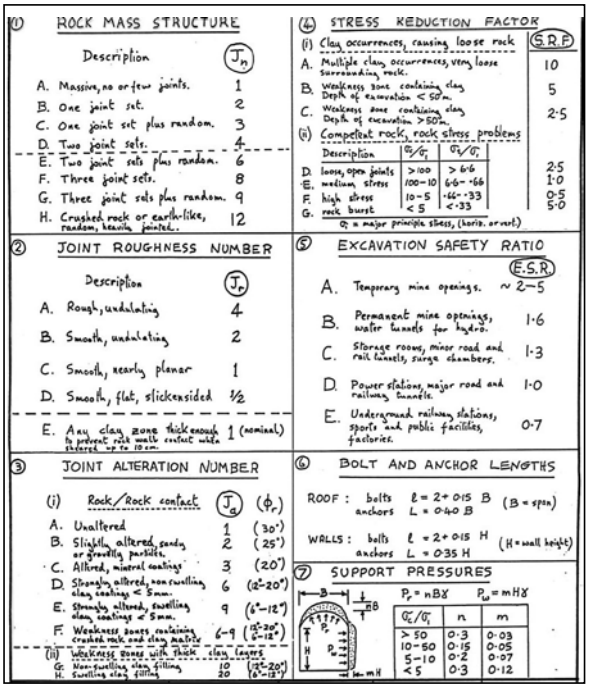



*Figure 3. The earliest version of the 'Q-ratings' shown to senior NGI colleagues after three months of trial-and-error with numerous case records, especially from Cecil, 1970 [2] who had visited projects in Norway and Sweden during his PhD under Don Deere, his 'RQD mentor'. Cecil emphasized the importance of the number of joint sets.*

| I. Igneous | | II. Metamorphic | | III. Sedimentary | |
|---|---|---|---|---|---|
| Basalt | 1 | Amphibolite | 8 | Chalk | 1 |
| Diabase | 4 | Anorthosite (meta-) | 1 | Limestone | 3 |
| Diorite | 2 | Arkose | 1 | Marly Limestone | 1 |
| Granodiorite | 1 | Arkose (meta-) | 3 | Mudstone | 1 |
| Quartzdiorite | 1 | Claystone (meta-) | 2 | Calcareous Mudstone | 1 |
| Dolerite | 1 | Dolomite | 1 | Sandstone | 4 |
| Gabbro | 2 | Gneiss | 14 | Shale | 2 |
| Granite | 46 | Biotite Gneiss | 1 | Clay Shale | 2 |
| Aplitic Granite | 1 | Granitic Gneiss | 4 | Siltstone | 2 |
| Monzonitic Granite | 1 | Schistose Gneiss | 2 | Marl | 1 |
| Quartz Monzonite | 2 | Graywacke | 1 | Opalinus Clay | 1 |
| Quartz Porphyry | 2 | Greenstone | 1 | | |
| Tuff | 2 | Schistose meta Graywacke | 1 | | |
| | | Quartz Hornblende | 1 | | |
| | | Leptite | 11 | | |
| | | Marble | 1 | | |
| | | Mylonite | 4 | | |
| | | Pegmatite | 2 | | |
| | | Syenite | 1 | | |
| | | Phyllite | 1 | | |
| | | Quartzite | 13 | | |
| | | Schist | 17 | | |
| | | Biotite Schist | 1 | | |
| | | Mica Schist | 2 | | |
| | | Limestone Schist | 1 | | |
| | | Sparagmite | 2 | | |

*Figure 4. The range of rock types represented in the first 212 case records. Barton, 1987. [3].*

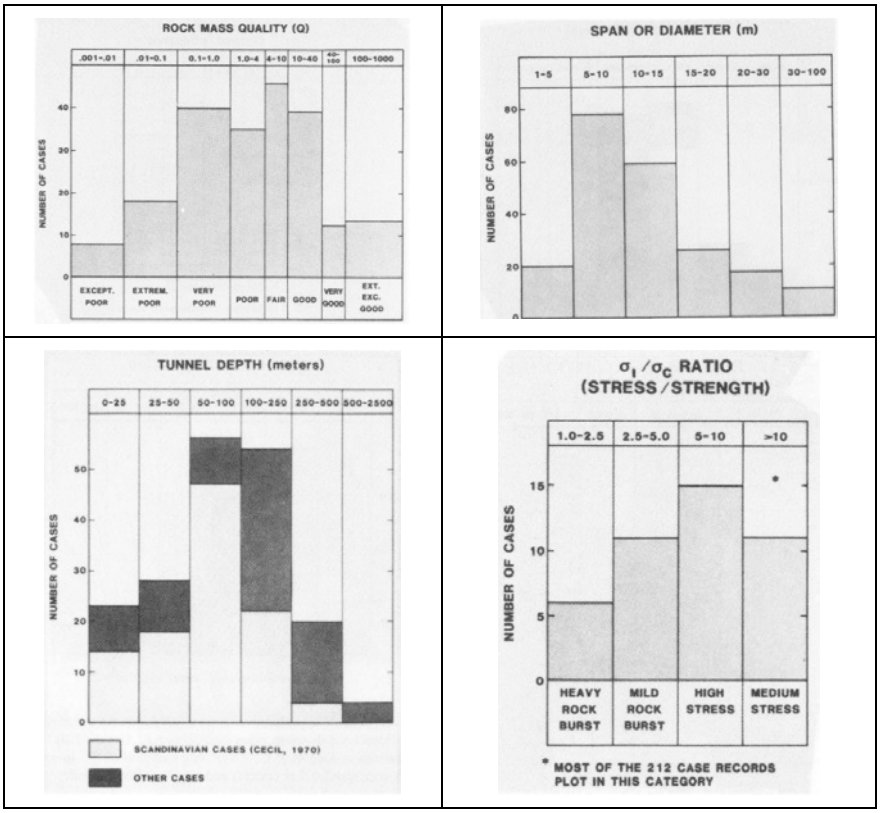



*Figure 5. Principal case record statistics supporting the development of 'Q'.[3].*

*Figure 6. The Q method of rock mass characterization can be applied to surface outcrops during planning, to drill-core during site exploration, and of course to tunnel construction follow-up. in the 'owner's half hour' reserved for structural geological logging. From top-left: Norway, China, Brazil, Kashmir, Iran, Brazil, Hong Kong, Panama, Brazil.*

## AN INTRODUCTION TO Q-LOGGING

THE 'Q-system' ?

As a briefest introduction:

Q means *rock* mass quality.

Q consists of *ratings for six parameters*

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$ = (Block size) x (friction) x ('active stress')

For ready reference the six tables of Q-parameter ratings are given below and these are followed by details of RQD, Jr and Ja (Figure 8). The Q-histogram logging method is shown in Figure 9, which for the last 30 years has proved to be a valuable way of recording rock mass variability. The last page of this paper will contain a full-size Q-histogram logging sheet. Core logging is shown in Fig. 10.

| 1. Rock Quality Designation | | RQD (%) |
|---|---|---|
| A | Very poor | 0-25 |
| B | Poor | 25-50 |
| C | Fair | 50-75 |
| D | Good | 75-90 |
| E | Excellent | 90-100 |

Notes: i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q.
ii) RQD intervals of 5, i.e., 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate.

| 2. Joint set number | | $J_n$ |
|---|---|---|
| A | Massive, no or few joints | 0.5-1 |
| B | One joint set | 2 |
| C | One joint set plus random joints | 3 |
| D | Two joint sets | 4 |
| E | Two joint sets plus random joints | 6 |
| F | Three joint sets | 9 |
| G | Three joint sets plus random joints | 12 |
| H | Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar-cube", etc. | 15 |
| J | Crushed rock, earthlike | 20 |

Notes: i) For tunnel intersections, use $(3.0 \times J_n)$.
ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$.

| 3. Joint roughness number | | $J_r$ |
|---|---|---|
| *a) Rock-wall contact, and b) Rock-wall contact before 10 cm shear* | | |
| A | Discontinuous joints | 4 |
| B | Rough or irregular, undulating | 3 |
| C | Smooth, undulating | 2 |
| D | Slickensided, undulating | 1.5 |
| E | Rough or irregular, planar | 1.5 |
| F | Smooth, planar | 1.0 |
| G | Slickensided, planar | 0.5 |

Notes: i) Descriptions refer to small-scale features and intermediate scale features, in that order

| *b) No rock-wall contact when sheared* | | |
|---|---|---|
| H | Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact. | 1.0 |
| J | Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact | 1.0 |

Notes: ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m
iii) $J_r$ = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented for minimum strength.
iv) $J_r$ and $J_a$ classification is applied to the joint set or discontinuity that is least favourable for stability both from the point of view of orientation and shear resistance, $\phi$ (where $\phi \approx \tan^{-1}(J_r/J_a)$).

| 4. Joint alteration number | | $\phi_r$ approx. | $J_a$ |
|---|---|---|---|
| *a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)* | | | |
| A | Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote. | -- | 0.75 |
| B | Unaltered joint walls, surface staining only. | 25-35° | 1.0 |
| C | Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 25-30° | 2.0 |
| D | Silty- or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-softening). | 20-25° | 3.0 |
| E | Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays. | 8-16° | 4.0 |
| *b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings).* | | | |
| F | Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. | 25-30° | 4.0 |
| G | Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but < 5 mm thickness). | 16-24° | 6.0 |
| H | Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but < 5 mm thickness). | 12-16° | 8.0 |
| J | Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but < 5 mm thickness). Value of $J_a$ depends on per cent of swelling clay-size particles, and access to water, etc. | 6-12° | 8-12 |
| *c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)* | | | |
| KLM | Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition). | 6-24° | 6, 8, or 8-12 |
| N | Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening). | -- | 5.0 |
| OPR | Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition). | 6-24° | 10, 13, or 13-20 |

| | 5. Joint water reduction factor | approx. water pres. (kg/cm²) | $J_w$ |
|---|---|---|---|
| A | Dry excavations or minor inflow, i.e., < 5 l/min locally. | < 1 | 1.0 |
| B | Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings. | 1-2.5 | 0.66 |
| C | Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints. | 2.5-10 | 0.5 |
| D | Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings. | 2.5-10 | 0.33 |
| E | Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time. | > 10 | 0.2-0.1 |
| F | Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay. | > 10 | 0.1-0.05 |

Notes: i) Factors C to F are crude estimates. Increase $J_w$ if drainage measures are installed.
ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

| 6. Stress Reduction Factor | | SRF |
|---|---|---|
| *a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated* | | |
| A | Multiple occurrences of weakness zones containing **clay** or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth). | 10 |
| B | Single weakness zones containing **clay** or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m). | 5 |
| C | Single weakness zones containing **clay** or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m). | 2.5 |
| D | Multiple shear zones in competent rock (**clay-free**), loose surrounding rock (any depth). | 7.5 |
| E | Single shear zones in competent rock (**clay-free**), (depth of excavation ≤ 50 m). | 5.0 |
| F | Single shear zones in competent rock (**clay-free**), (depth of excavation > 50 m). | 2.5 |
| G | Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth) | 5.0 |

Notes: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.

| *b) Competent rock, rock stress problems* | | $\sigma_c/\sigma_1$ | $\sigma_\theta/\sigma_c$ | SRF |
|---|---|---|---|---|
| H | Low stress, near surface, open joints. | > 200 | < 0.01 | 2.5 |
| J | Medium stress, favourable stress condition. | 200-10 | 0.01-0.3 | 1 |
| K | High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability. | 10-5 | 0.3-0.4 | 0.5-2 |
| L | Moderate slabbing after > 1 hour in **massive** rock. | 5-3 | 0.5-0.65 | 5-50 |
| M | Slabbing and rock burst after a few minutes in **massive** rock. | 3-2 | 0.65-1 | 50-200 |
| N | Heavy rock burst (strain-burst) and immediate dynamic deformations in **massive** rock. | < 2 | > 1 | 200-400 |

Notes: ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): When $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce $\sigma_c$ to 0.75 $\sigma_c$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce $\sigma_c$ to 0.5 $\sigma_c$, where $\sigma_c$ = unconfined compression strength, $\sigma_1$ and $\sigma_3$ are the major and minor principal stresses, and $\sigma_\theta$ = maximum tangential stress (estimated from elastic theory).
iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

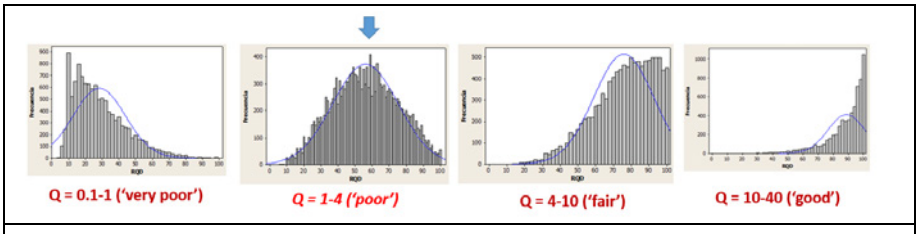
| *c) Squeezing rock: plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure* | $\sigma_\theta/\sigma_c$ | SRF |
|---|---|---|
| O | Mild squeezing rock pressure | 1-5 | 5-10 |
| P | Heavy squeezing rock pressure | > 5 | 10-20 |

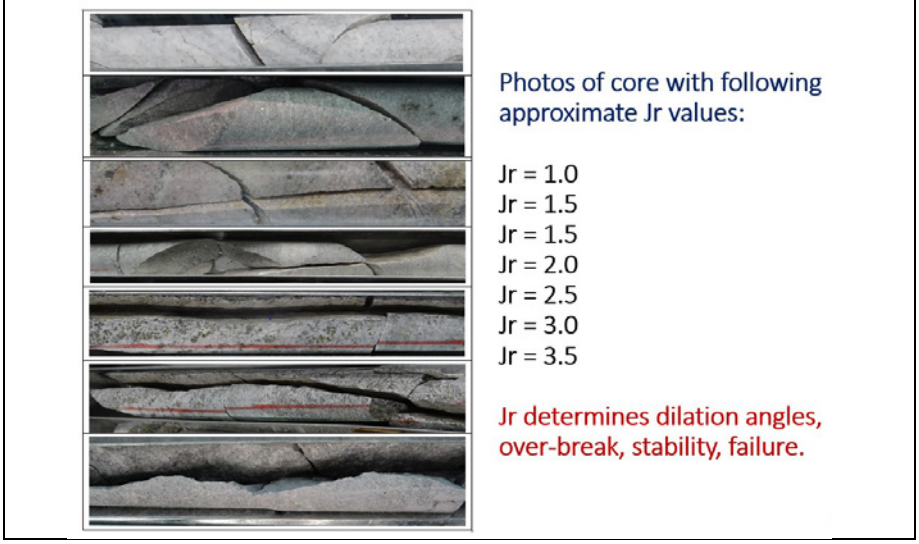
Notes: vi) Cases of squeezing rock may occur for depth $H > 350\ Q^{1/3}$ according to B. Singh 1993. Rock mass compression strength can be estimated from a TBM prognosis: $SIGMA_{cm} = 5\ \gamma\ Q_c^{1/3}$ (MPa) where $\gamma$ = rock density in t/m³, and $Q_c = Q \times \sigma_c/100$, Barton, 2000

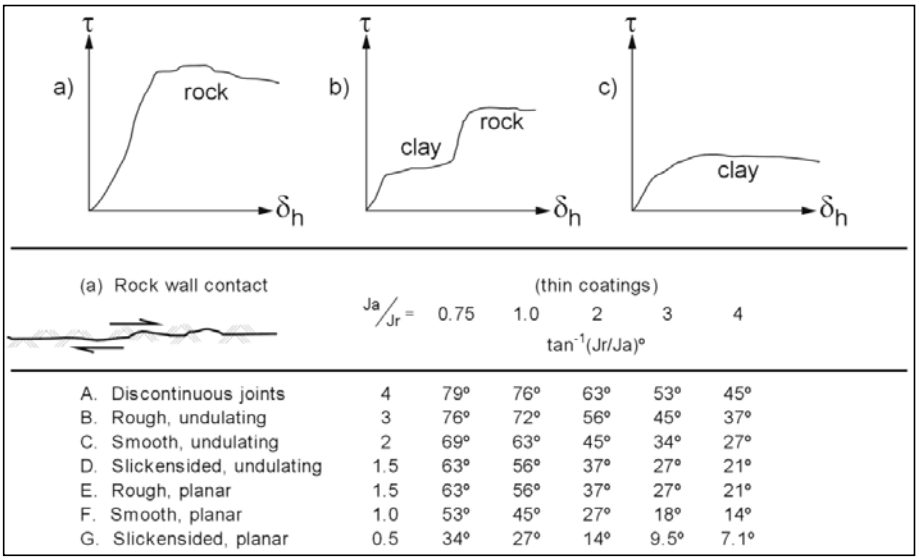
| *d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on presence of* | SRF |
|---|---|
| R | Mild swelling rock pressure | 5-10 |
| S | Heavy swelling rock pressure | 10-15 |

The six tables of Q-parameter ratings, with SRF split into four different categories as appropriate to the situation: weakness zones, stress/strength issues, squeezing (few case records), swelling (significant number of case records). [1].

*Figure 7. The Q-value calculation and the ratings of the six parameters for reference. In Figure 8 the Q-histogram method is illustrated as a convenient core, exposure, and tunnel logging sheet. The ratings and descriptions are shown in the same location. Q-histogram logging allows variations to be logged and accounted for. Note: The Q-slope method described near the end of this paper makes use of the first four Q-parameters (left column of Q-tables above) with unchanged ratings. However, an improvement that is particularly relevant to planar, unconfined rock slopes is the application of the ratio Jr/Ja to both sides of potential wedges, with an orientation weighting for 'favourable' or 'unfavourable' dip and dip-direction. We will refer to this (doubly) orientation-sensitive parameter pair as* $(Jr/Ja)_o$.




| (a) Rock wall contact | $Ja/Jr$ = | 0.75 | 1.0 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (thin coatings) | | | | |
| | | $\tan^{-1}(Jr/Ja)°$ | | | | |
| A. Discontinuous joints | 4 | 79° | 76° | 63° | 53° | 45° |
| B. Rough, undulating | 3 | 76° | 72° | 56° | 45° | 37° |
| C. Smooth, undulating | 2 | 69° | 63° | 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° | 7.1° |

*Figure 8 a, b and c. Some introductions to important Q-parameters with emphasis on RQD, (note bell-shaped RQD corresponds to Q = 1 to 4), Jr, and Ja, and particularly. the similarity of $\tan^{-1}$ (Jr/Ja) to friction angles. More specifically: $\phi + i$ , $\phi$, and $\phi - i$ are due to roughness-causing dilation (top-left) and clay-causing contraction (bottom-right) as seen in the above table of optimistic and pessimistic friction angles.*

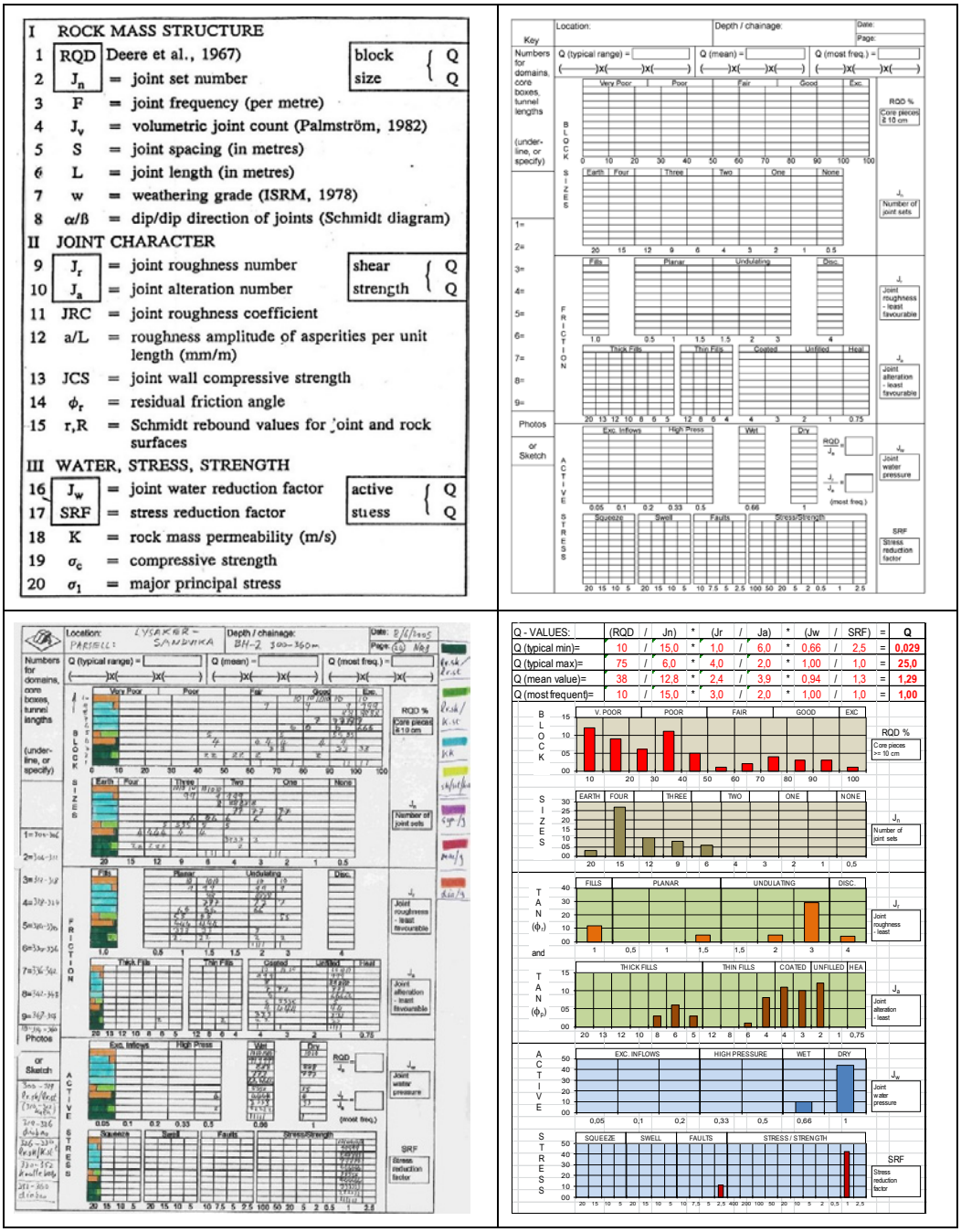
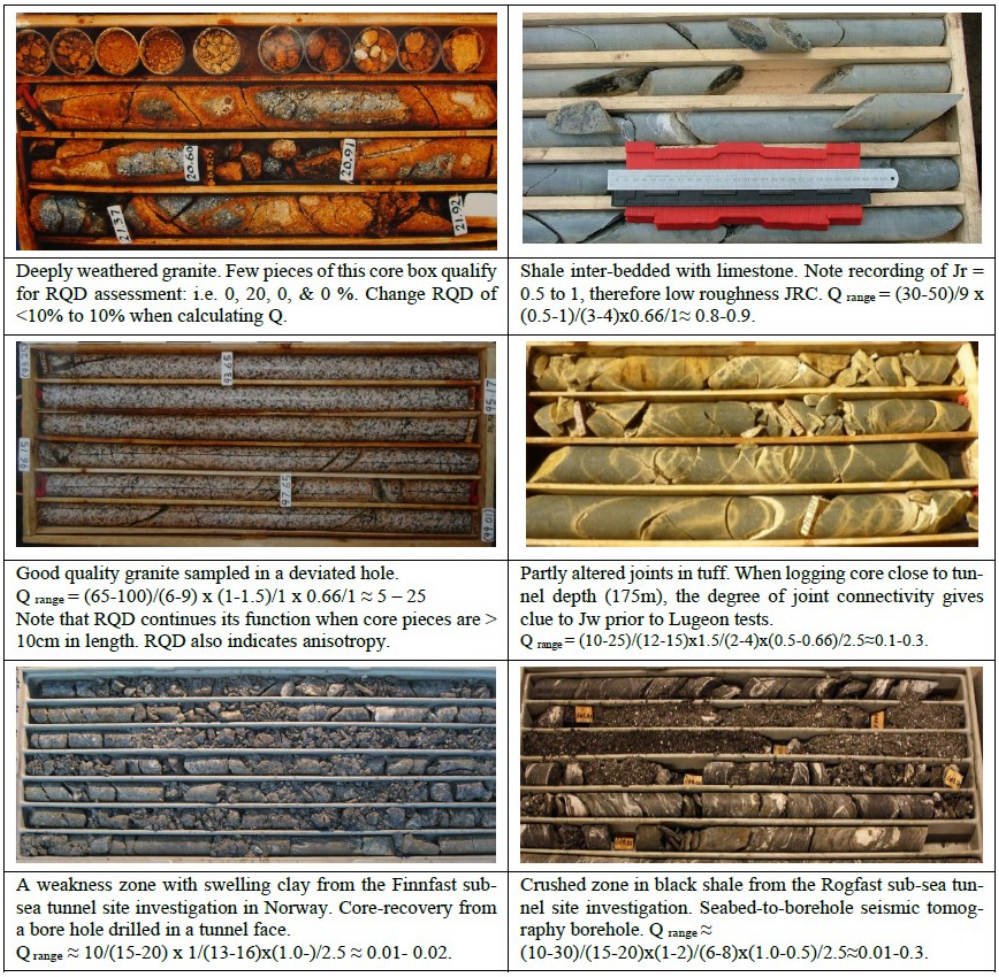



*Figure 9. Some examples of the Q-histogram method of collecting variable logging data from core, from surface exposures or during tunnel follow-up. Q is only part of a rock mass description exercise, and further parameters are logged when UDEC-BB or 3DEC-MC numerical analyses are planned, for instance when a major cavern is being designed. The key advantage is that variability is captured, as often occurs. There are many ways to log variability: one opinion for each 1 meter of core for instance., as shown bottom left for a rail tunnel (Bærum Tunnel). See also rock type with colour code.*



Deeply weathered granite. Few pieces of this core box qualify for RQD assessment: i.e. 0, 20, 0, & 0 %. Change RQD of <10% to 10% when calculating Q.

Shale inter-bedded with limestone. Note recording of Jr = 0.5 to 1, therefore low roughness JRC. $Q_{range}$ = (30-50)/9 x (0.5-1)/(3-4)x0.66/1≈ 0.8-0.9.

Good quality granite sampled in a deviated hole.
$Q_{range}$ = (65-100)/(6-9) x (1-1.5)/1 x 0.66/1 ≈ 5 – 25
Note that RQD continues its function when core pieces are > 10cm in length. RQD also indicates anisotropy.

Partly altered joints in tuff. When logging core close to tunnel depth (175m), the degree of joint connectivity gives clue to Jw prior to Lugeon tests.
$Q_{range}$ = (10-25)/(12-15)x1.5/(2-4)x(0.5-0.66)/2.5≈0.1-0.3.

A weakness zone with swelling clay from the Finnfast subsea tunnel site investigation in Norway. Core-recovery from a bore hole drilled in a tunnel face.
$Q_{range}$ ≈ 10/(15-20) x 1/(13-16)x(1.0-)/2.5 ≈ 0.01- 0.02.

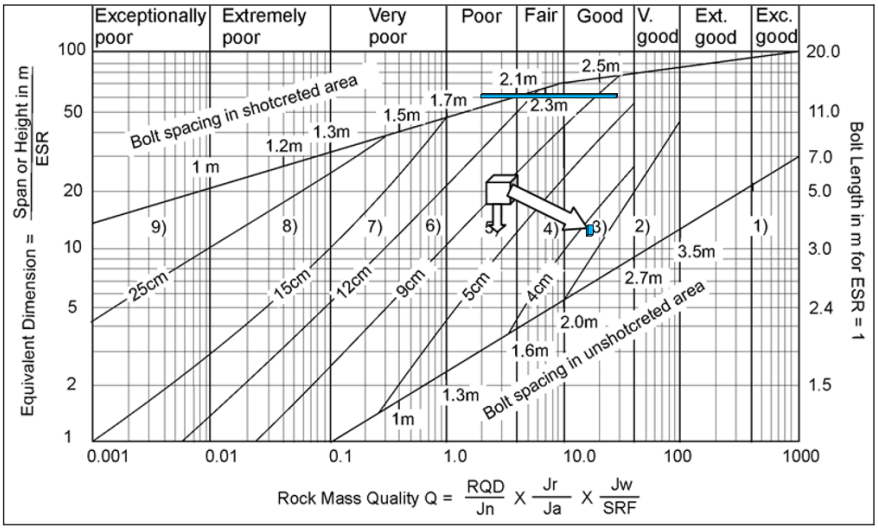
Crushed zone in black shale from the Rogfast sub-sea tunnel site investigation. Seabed-to-borehole seismic tomography borehole. $Q_{range}$ ≈
(10-30)/(15-20)x(1-2)/(6-8)x(1.0-0.5)/2.5≈0.01-0.3.

*Figure 10. Six contrasting core boxes from road and rail tunnel projects in Norway and Hong Kong. In both countries use of the Q-system for core logging and tunnel logging is required by the authorities. Concerning the two most challenging cases: (lower photographs) the weakness zone in the Finnfast tunnel was quite dry both during core drilling and after excavation. There was little water in the drill hole at Rogfast. [4].*

An alternative to ranges of Q-parameters (as above) is the use of Q-parameter histograms, as was illustrated in Figure 9. This method is used as Q-logging sheets in the field, as they have descriptions and parameter ratings summarized both above and below each histogram. Of greatest importance is that histogram logging allows one the realistic 'luxury' (because it is easiest) of recording not just the range actually seen, but the frequency of parameter values within each range. This record is closer to reality than the standard methods. Local variability is documented, and overall statistics can be captured as well, domain-by-domain, rock type by rock type, or as desired. It is sometimes tough to select appropriate Q-parameter ratings when too hot or too cold in a tunnel in a given country. Being allowed to record all that one sees is frankly easier and happens to be more correct too. Of course when logging meter by meter the number of joint sets needs consideration, by looking both 'backwards' and 'forwards'.

## SOME PRACTICAL ASPECTS OF Q APPLICATION WITH NMT

The notable paradigm-shift from steel-mesh reinforced shotcrete to wet-process robotically applied steel fibre-reinforced shotcrete was one of the most important developments for single-shell (Q-based) tunnelling. It was used in hydropower caverns in Norway as early as 1979 and then in road tunnels around the beginning of the 1980's. In fact its adoption required an overdue Q-publication update from B+S or B+S(mr) to the new improved combination B+S(fr). The Q-based update occurred in 1993 thanks to more than a thousand mostly road tunnel case records collected during several years by Grimstad. [4]. The 1993 design chart is illustrated in Figure 11 together with the extreme example of the 62m span Gjøvik cavern (Q-range 2 to 30) which required a 'vertical' extension of the diagram. Also shown is an indication of how temporary support could be selected using the rule-of-thumb [1] 5xQ and 1.5xESR. This has been used extensively in Hong Kong NATM transport tunnels. The symbol ESR is for tunnel or cavern purpose, to be tabulated shortly.




| | | | |
|---|---|---|---|
| Roof: | bolts | $L = 2 + 0.15\ B/ESR$ | $L = \dfrac{2 + 0.15B}{ESR}$ |
| | anchors | $L = 0.40\ B/ESR$ | |
| Walls: | bolts | $L = 2 + 0.15\ H/ESR$ | |
| | anchors | $L = 0.35\ H/ESR$ | |

*Figure 11. The 1993 Q versus support update which incorporated the paradigm shift to fibre reinforced shotcrete. Grimstad and Barton, 1993 [4]. Note that bolt length for tunnel arches should be estimated by the original equation L = 2.0 + 0.15 B/ESR from [1]. An erroneous 'all-encompassing' division by ESR (show on the right) has appeared in early literature: Bieniawski, 1989, p. 75: [6] and has presumably been applied in some tunnels.*

When we published the above support (Sfr) and reinforcement (B) chart in 1993 we included the letters NMT in the paper title - Norwegian method of tunnelling – to contrast this single-shell method from the more time-consuming double-shell NATM. Focus on rib-reinforced and bolted RRS arches further differentiated NMT from the lattice-girder focused NATM. Some details will be illustrated in the next section of this paper.

One year before this NMT update several tunnelling engineers in Norway [7] representing several companies, had already suggested using the letters NMT (Norwegian Method of Tunnelling). This two-part article in World Tunnelling was to emphasise the special aspects of single-shell (B+Sfr) systematically-bolted and fibre-reinforced shotcrete lined tunnels, in which quantities like B 1.5m c/c + 5 to 8cm S(fr) were selected and specifically based on the empirical Q-system. We suggested NMT as a cheaper alternative in relation to double-shell (shotcrete then final concrete-lined) NATM which originated in Austria. The suggestion for clearly distinguishing NMT from NATM in several articles by the first author was inadvertently reinforced by the Heathrow collapse of NATM tunnels in 1994.

In comparison to the pre-fabricated lattice-girder arches that are so common in NATM, a more robust alternative is used in NMT: namely RRS or rib-reinforced shotcrete arches. These are systematically bolted and also have a potential 3D effect because interaction between adjacent arches can occur when the spacing is less as in poor rock conditions. RRS is much stiffer and safer than lattice girders (LG). RRS are illustrated in Figure 12.

It is not safe to incorporate lattice girders in Q-system based design, because LG are too deformable. They can kill if they fall on a tunnel worker but are much too ‘soft’ under tunnel loading due to difficulties with contact to the tunnel profile, especially when there is overbreak, and due to their deformability when ‘point loaded’ by specifically anisotropic loading, sometimes vertical. The inevitable deformation of the ‘elephant feet’ at the base of LT is also a negative factor. Radial deformation of the tunnel periphery is ‘invited’ and in fact necessary for LG to start to function. It is a poor psychological type of support, but of course the intended shape of the tunnel is given. If only LG could be bolted.

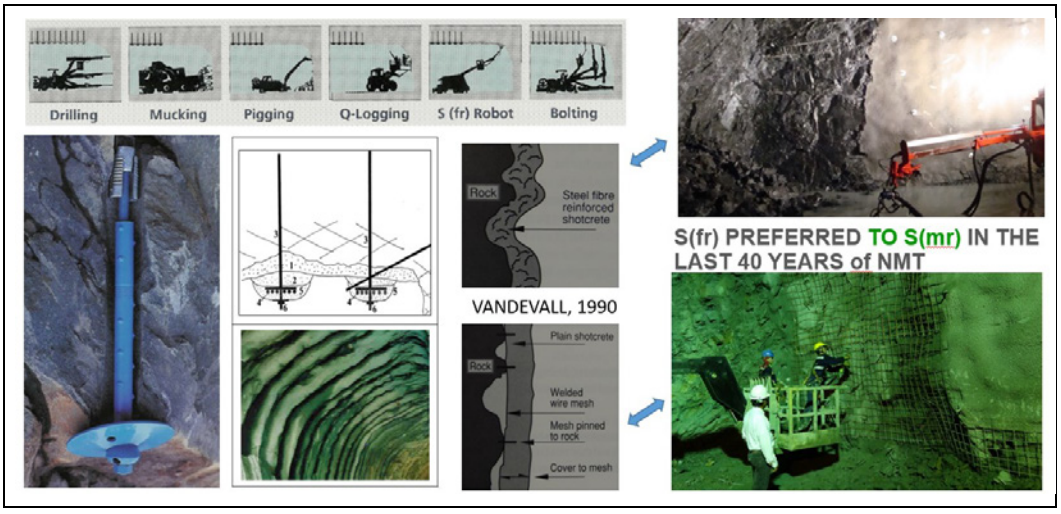



*Figure 12. B + S(fr) is preferred to B + S(mr). CT-bolts (with 4 to 5 layers of corrosion protection) are also preferred to conventional rock bolts due to longevity issues with single-shell tunnel linings. CT bolts may be 3, 4, 5 or 6m long. The contrasted drawings of S(mr) and S(fr) shotcrete are from Vandevall [8] and are considered very realistic of the problems and potential corrosion in the case of S(mr). The RRS principle and application in a 28m span cavern ( National Theater, Oslo) are also shown. (Shotcrete photos: Norway and Colombia). Since RRS may be used in a multitude of cavern sizes (even up to an off-the-scale 50m) it seems to the authors that truncation to 10m road tunnel sizes by other NGI authors in 2015 is not in the interest of tunnellers in general. A full-size RRS design chart from Grimstad is reproduced shortly.*

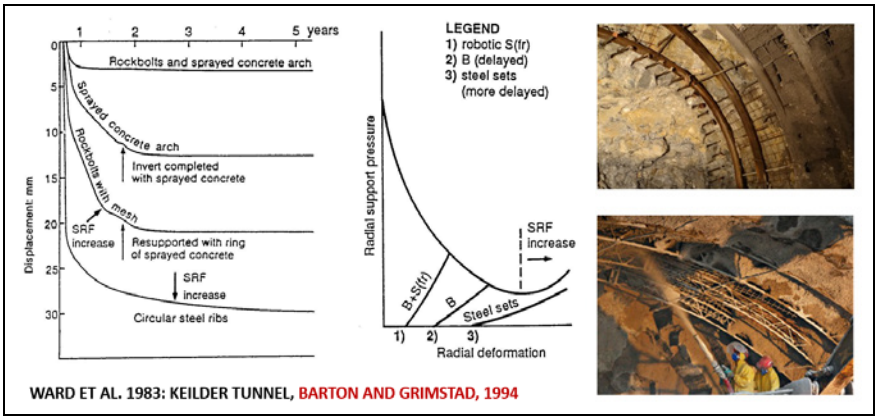



*Figure 13. The results of an important tunnel-scale experiment in mudstones is illustrated on the left [9]. The combination of B+S is clearly by far the best solution. Consequences (potential SRF loosening) and difficulties with steel sets and lattice girders are illustrated in the photos. A specific case record involving the tragic consequences of the folding and collapse of the latter, a 32x25x25mm LG used in a metro station in Brazil, is described in [10].*

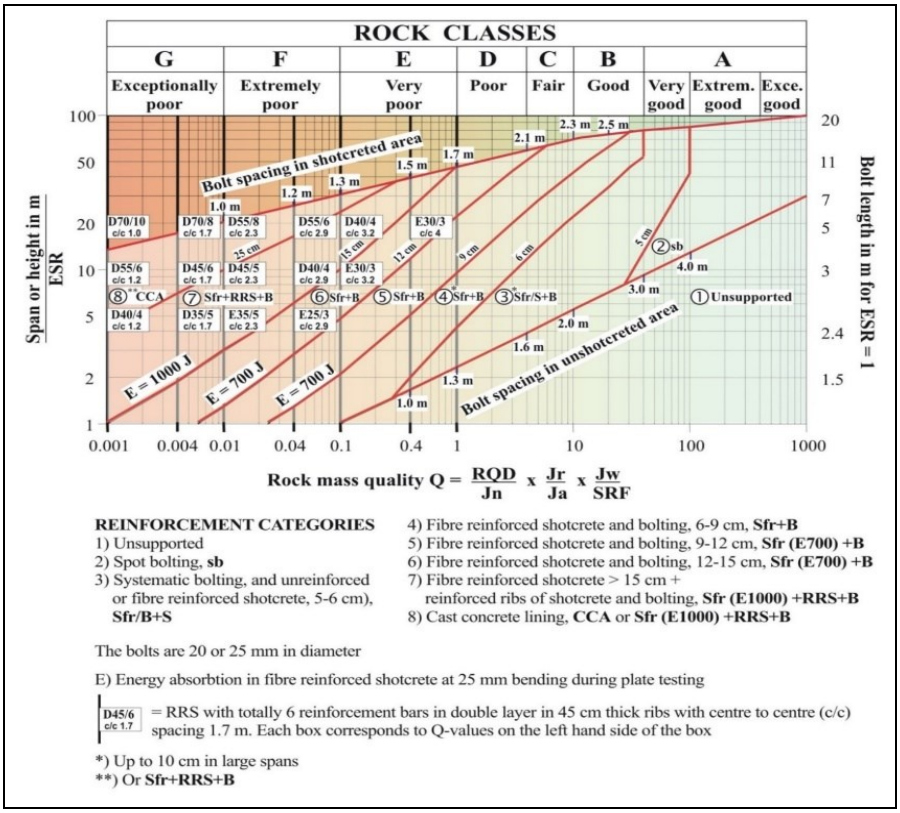


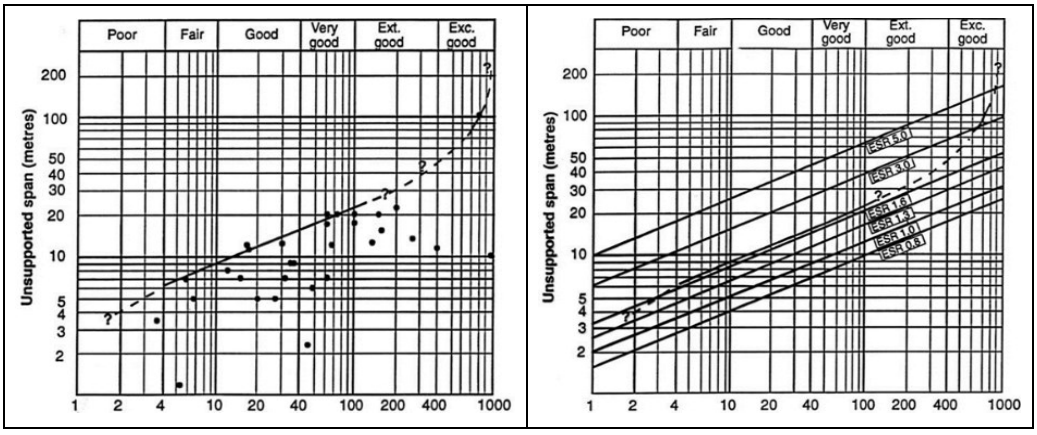

*Figure 14. The design chart for RRS developed by Grimstad et al. [11]. This is the correct version, not truncated as often referenced by unsuspecting users of NGI 2015 for just 10-12m span Norwegian road tunnels. RRS have been used successfully over a very wide range of spans, even up to (an off-the-chart scale of) 50m. They take time to install but usually prevent tunnel collapse in seriously faulted ground.*

*Table 1. On the left the ESR values in use in the nineties [12, 5] are tabulated. Some updates recommended in 2014 due to the demand for greater safety are shown on the right (2014). Note the use of italics to emphasize no change from 1994 to 2014.*

| Type of Excavation | | ESR (1994) | ESR (2014) |
|---|---|---|---|
| A | *Temporary mine openings, etc.* | ca. 2-5 | *ca. 2 to 5* |
| B | *Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large openings, surge chambers* | 1.6-2.0 | *1.6 to 2.0* |
| C | *Storage caverns,* water treatment plants, minor road and railway tunnels, *access tunnels* | 1.2-1.3 | 0.9 to 1.1<br>*Storage caverns*<br>*1.2-1.3* |
| D | *Power stations,* major road and railway tunnels, *civil defence chambers, portals, intersections* | 0.9-1.1 | Major road and rail tunnels<br>0.5 to 0.8 |
| E | *Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories, major gas pipeline tunnels* | 0.5-0.8 | *0.5 to 0.8* |

The workings of ESR, for modifying SPAN to equivalent span are also illustrated in Figure 15. The way ESR modifies the equivalent span is shown by the sloping lines, assuming ESR = 1.6 marks the unsupported boundary (for hydropower). Barton, 1976 [13].

Note that 'unsupported span' in the Q-system refers to the width or 'diameter' of an excavation. In Bieniawski, 1989 [6] concerning use of RMR, the 'unsupported span' is the longitudinal distance from the face to the nearest support or reinforcement which is relevant if using the 'stand-up time' chart developed by Bieniawski.. These two 'spans' are sometimes confused,




*Figue 15. The workings of ESR, for modifying SPAN to equivalent span. The way ESR modifies the equivalent span is shown by the sloping lines, assuming ESR = 1.6 marks the unsupported boundary (for hydropower). Barton, 1976 [13].*

## Q VERSUS COST, TIME, DEFORMATION, VELOCITY, MODULUS, PERMEABILITY

The a/b x c/d x e/f format of the Q value calculation, unlike the *addition* of ratings in RMR which results in a range of only 5 to 95 (with GSI similarly limited) has been a very important advantage of Q, because the 'logarithmic' form of the numerical scale from 0.001 to 1000 is obviously closer to the extreme variations of shear strength, deformation modulus, velocity and permeability that are so obviously deduced e.g. in Figure 16 examples of extremes.

As a point of curiosity, the simple equations that follow involve one appearance of Q (obviously). Yet many are using the H-B equations for ‘c’ and ‘ϕ’ estimation of rock mass strength in ‘convenient’ software, which remarkably involve Hoek’s GSI appearing 16 times and 12 times respectively. Errors in numerical modelling are inevitable [15].

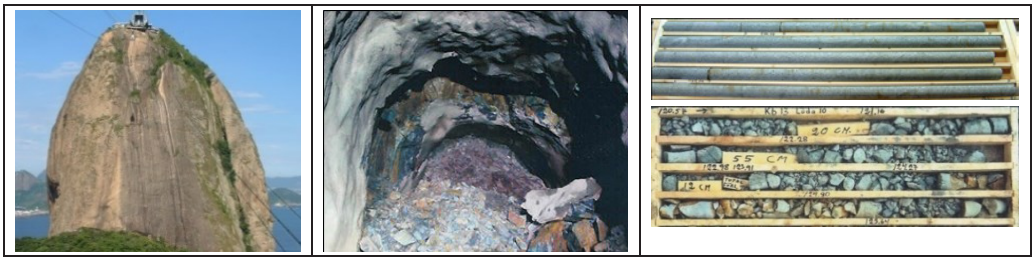


*Figure 16. The seriously large range of rock qualities illustrated here fully deserves the range 1000 down to 0.001, rather than RMR or GSI from 95 down to 5, or an Austrian F1 down to F7. Cases from Brazil, Brazil, Hong Kong, Sweden. Links to Q are simpler due to the six orders of magnitude. With $Q_c$ = Q x UCS/100 an increased range is even more relevant for simple equations. With UCS in units of MPa, a maximum range of 0.0005 to 5000 could be estimated.*

**Cost and time – versus Q**

Figure 17 shows observations collected by Roald in [16] in some 50km of Norwegian (mostly) and Swedish tunnels. The relative cost and time used for tunnelling in relation to Q-values is indicated. Clearly the tunnels have been small enough to require no support (S, Smr, Sfr) or reinforcement (B) when Q-values have been higher than 10. Figures 2, 7 and 11 each suggest a 5m span requires no support when Q > 10. The relative costs of 130m$^2$, 80m$^2$ and 50 m$^2$ tunnels as a function of Q-values were calculated later from direct application of the Q-system using arch and wall support as appropriate.

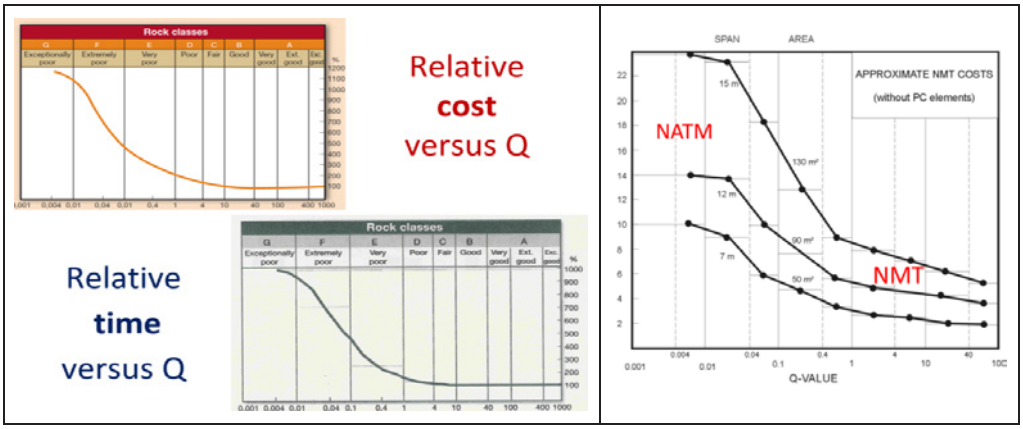



*Figure 17. Relative time and cost as a function of Q-values (and tunnel cross-section). Left-hand diagrams from [16]. A key component of ‘time’ is of course cycle time, shown in Figure 18. Note that the cost of NMT tends to be a fraction of NATM with concrete lining.*

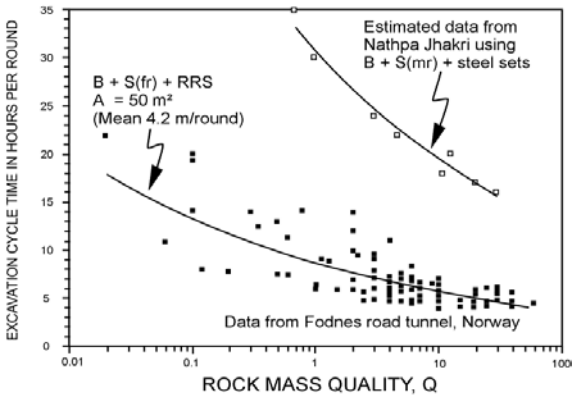



*Figure 18. Grimstad's observations of cycle time: drilling blast holes, charging, blasting, waiting for gasses to clear, scaling, mucking, geologic and Q-logging, eventual B + S(fr), even RRS.*

**Deformation – versus Q**

Tunnel *deformation* is another factor that can be related to Q-values in a particularly simple manner. The top-left diagram in Figure 19 was published in [14] based on multiple MPBX used to monitor the Gjøvik Olympic Cavern of 62m span. The large top-heading was part of the data concerning Q/SPAN vs. deformation, each on a log-scale. It appears that the large numerical log-like range of Q (0.001 to 1000 approx.) helps to allow very simple formulæ for relating Q-values to parameters of interest in rock engineering performance assessment. Equations for deformation modulus, velocity, are simple also.

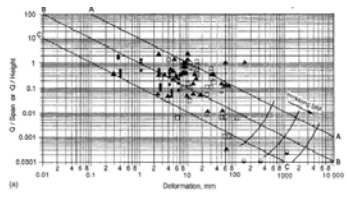
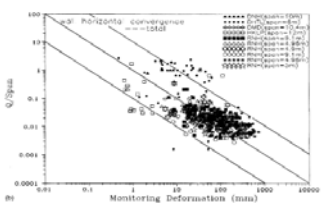
| | |
|---|---|
|  |  |
| $\Delta = \frac{SPAN}{Q}$ $\quad \Delta_v = \frac{SPAN}{100\,Q}\sqrt{\frac{\sigma_v}{\sigma_c}}$ | $\Delta_h = \frac{HEIGHT}{100\,Q}\sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_c}}$ $\quad k_o = \left(\frac{SPAN}{HEIGHT}\right)^2\left(\frac{\Delta_h}{\Delta_v}\right)^2$ |
| **Nathpa Jakri power station** | **Gjøvik Olympic cavern** |
| $\Delta_v = \frac{20{,}000}{100 \times 3} \times (6/35)^{1/2} = 28$ mm<br>$\Delta_h = \frac{50{,}000}{100 \times 3} \times (4/35)^{1/2} = 56$ mm<br>(SPAN = 20m, HEIGHT = 50m, Q = 3, $\sigma_v$=4 MPa, $\sigma_h$ = 6 MPa, $\sigma_c$ = 35 MPa).<br>(In the middle of the range of MPBX measurements for the arch and walls). | $\Delta_v = \frac{60{,}000}{100 \times 10} \times (1/75)^{1/2} = 6.9$ mm<br>(SPAN = 60m, $Q_{mean}$ = 10, $\sigma_v$ = 1 MPa at 40 m depth, $\sigma_c$ = 75 MPa)<br>(Almost identical to that measured with nine MPBX, and almost identical to UDEC-BB modelling results). |

*Figure 19. Alternative methods of estimating tunnel and cavern deformation.[5].*

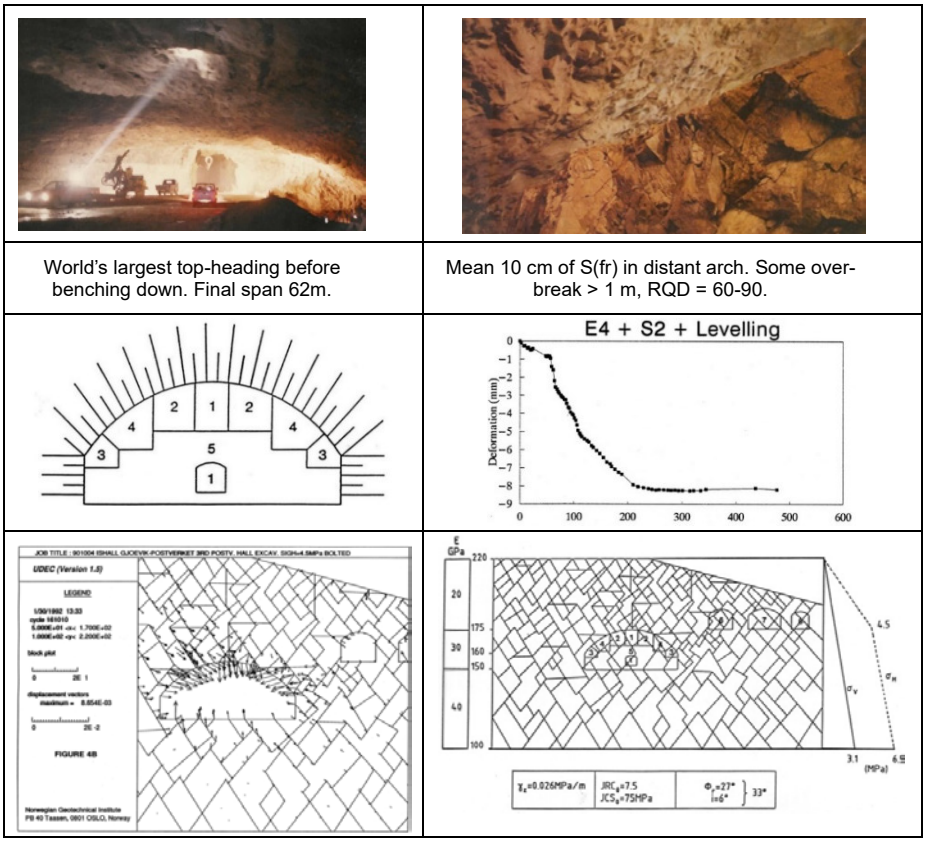
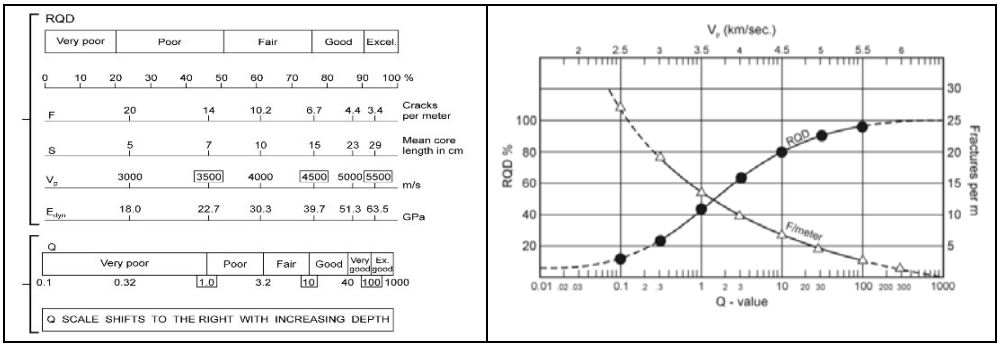



*Figure 20. The Gjøvik Olympic Cavern had dimensions of B= 62m, H= 25m, L=90m, moderate to good RQD = 60 – 90, Q = 1-30 (mean ≈ 10) and $V_P$ = 3.5-5.5 km/s depending on depth or stress level. The UDEC-BB modelled maximum deformation was 8.7mm. The central MPBX (E4 + S2 + surface levels) showed 8mm. Note the jointed gneiss and up to 1m of overbreak. Final NMT support was S(fr)10cm+B 2.5m c/c, L = 6m.*

**Velocity and modulus – versus Q (and depth)**

The development of links between Q-values and P-wave velocities originated when reviewing a metro project for the MRT in Hong Kong. The key catalyst was [17]. Sjøgren and colleagues had interpreted 120km of seismic refraction profiles across hard-rock sites, together with 2.2km of appropriately deviated drill-core. (Q-scale added by author).



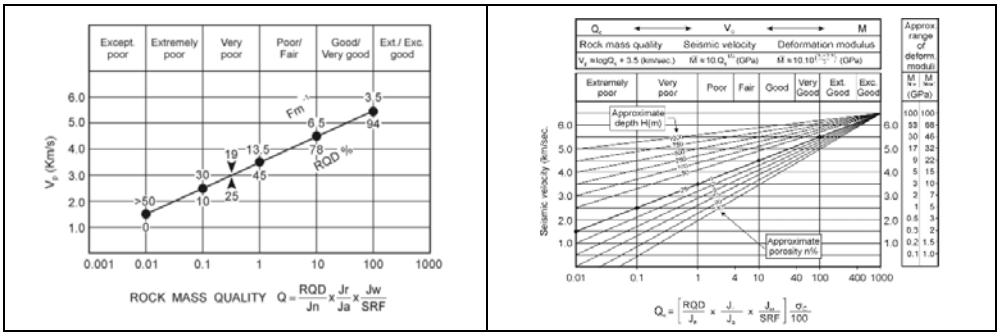



*Figure 21. Progressive stages linking Vp to Q and then to $Q_c$ thanks to the initial 120km of seismic refraction profiles and 2.2km of deviated boreholes and their interpretation by Sjøgren and colleagues. [17]. The last diagram is expanded in Figure 22..*

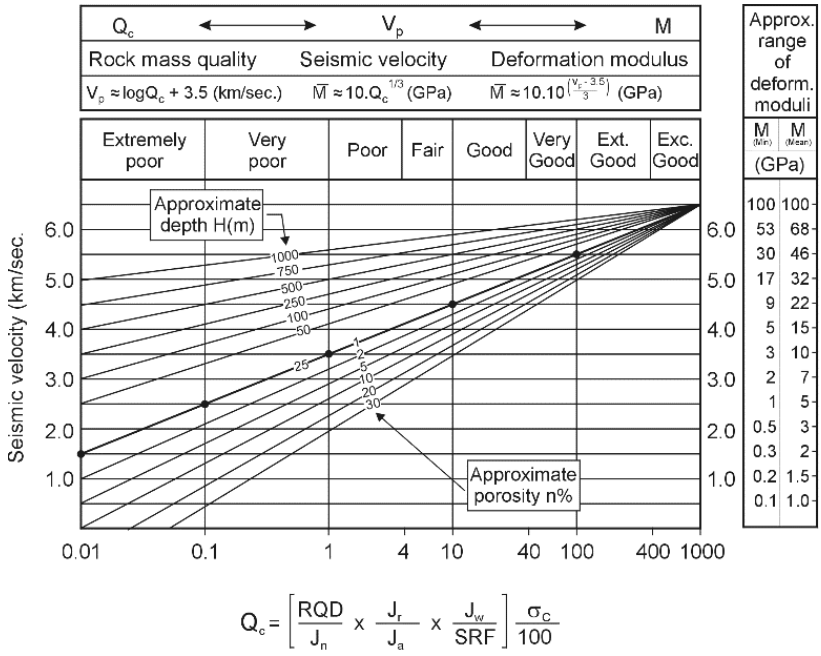



*Figure 22. The stages of development of the links between Vp and Q for hard rocks continued with depth and porosity correction. after further trial-and-error between Vp and $Q_c$ ( = Q x UCS/100). Rock mass deformation modulus M estimatin for soft or hard rocks was included. Normalized $Q_c$ is more logical than Q alone for correlation with Vp and M (= $E_{mass}$). Note that this diagram was developed from deep cross-hole seismic tomography at Sellafield where 11km of core was logged by NGI and Atkins colleagues in the 1990's, and from depth-dependent Vp measured at the Gjøvik cavern. Chalk marl Channel Tunnel data is included and also data from caverns in chalk. Depth gives positive increments to Vp, porosity gives negative adjustments. More details in Barton, 1995, 2006, 2007: [18], [19], [20].*

The need to adjust deformation modulus for depth or stress level, independent of the local rock mass quality, seems to have been forgotten in GSI-based formulations for modulus. Disturbance factor D cannot be a scientific form of correction for depth.

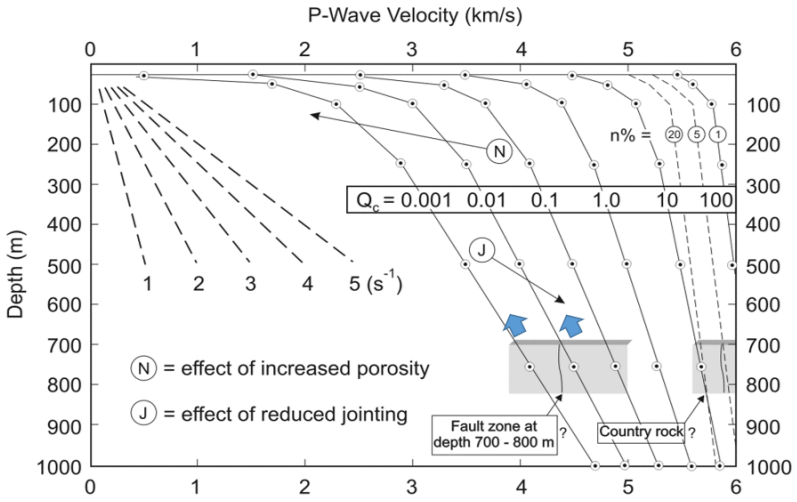



*Figure 23. An inversion of the deep velocity data from Figure 22. Seismic cross-hole tomography was available from > 1km depth at the UK Nirex Sellafield project. Note the (grey-coloured) inclusion of a hypothetical low $Q_c$ and lower $V_P$ fault zone at 700-800m depth. Seismic velocities as high as 4.0 to 4.5km/s ahead of tunnel faces have been known to cause tunnel collapse due to the adverse unloading effects (at constant low $Q_c$ as shown by blue arrows) despite a contractor being fault 'prepared'. Barton, 2006 [20].*

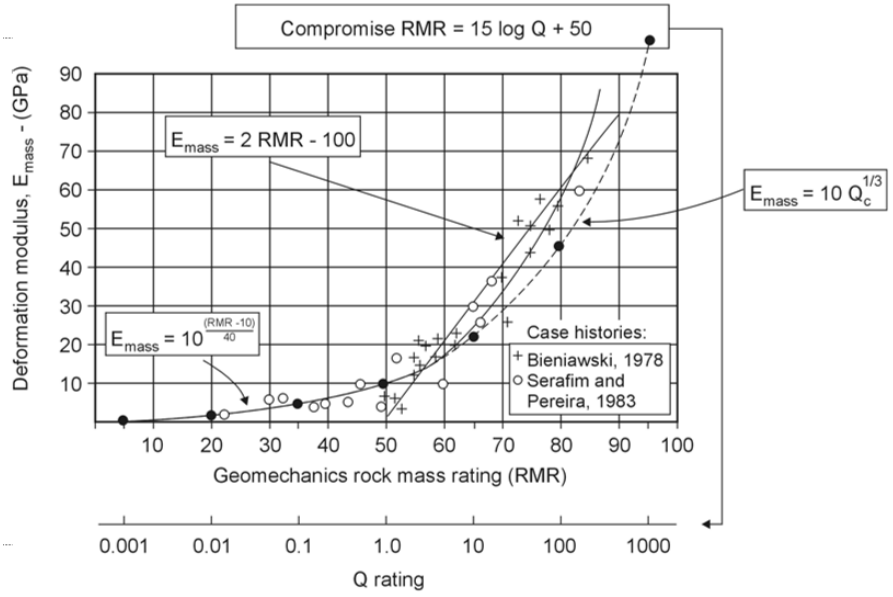



*Figure 24. Deformation moduli estimation from [18]. With low enough UCS, predictions of deformation moduli using* $\boldsymbol{E_{mass} \approx 10\ Q_c^{1/3}}$ *can reach values as low as 0.2 GPa. (Note: M = $E_{mass}$). The above is without depth correction. There are several possible equivalent forms that include depth correction, and $V_p$ can be used in place of Q or $Q_c$ if need be. For instance* $\boldsymbol{E_{mass} \approx 10^{(Vp\ -\ 2.5\ +\ \log \sigma c\ )\ /3}}$. *Since Vp is depth or stress dependent [18], [19], [20] deformation modulus is also. A common mistake in numerical models is the lack of allowance for this effect.*

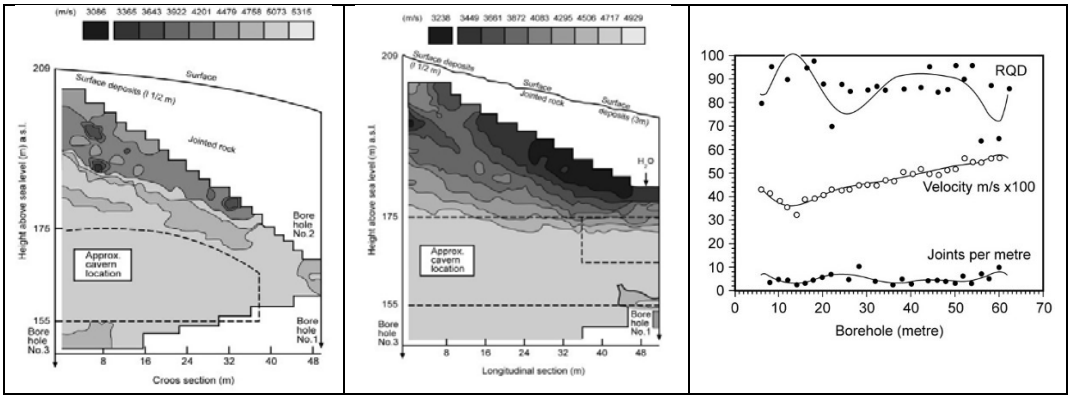



*Figure 24. Despite the 50m increase in depth, no consistent trend for increased RQD, or Q-value, or reduced joint spacing was registered during core logging at the Gjøvik cavern, yet the adjacent P-wave velocity (from the seismic tomography) increased from 3.5 to 5.5 km/s due to the strong effect of the horizontal stress increase with depth. See [14] for further details.*

**Permeability – versus Q and versus $Q_{H2O}$**

It was noticed some years ago, after working at many international projects where Lugeon testing and seismic refraction had been performed, that in 'simple cases' the sets of data shown in Table 2 often seemed to be useful 'rules-of-thumb'. When not correct one could be suspicious that there were complications due to clay-filled joint sets. Usually, lower Q meant higher permeability but not when clay was present.

*Table 2. Typical apparently correlated data when there are no complications from clay.*

| $Q_c$ | 0.1 | 1 | 10 | 100 |
|---|---|---|---|---|
| ≈ Lugeon | 10 | 1 | 0.1 | 0.01 |
| ≈ K m/s | $10^{-6}$ | $10^{-7}$ | $10^{-8}$ | $10^{-9}$ |
| $V_P$ km/s | 2.5 | 3.5 | 4.5 | 5.5 |

**No clay present:**

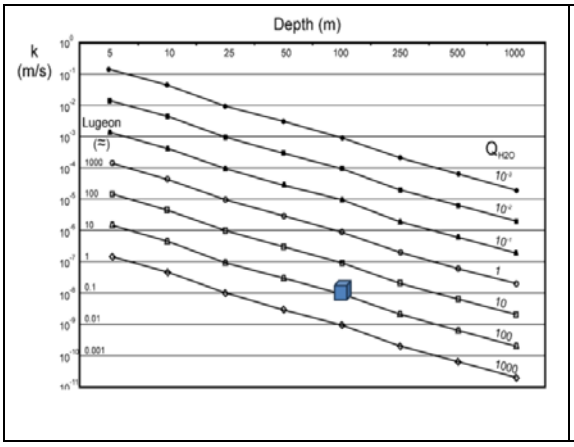
$L \approx 1/Q_c$

*For hard, jointed, clay-free,* rock masses)

(1 Lugeon ≈ $10^{-7}$ m/s ≈ $10^{-14}$ m² for water at 20°C)

$Q_c$ = RQD/Jn x **Jr/Ja** x Jw/SRF x $\sigma_c$/100

(standard equation, normalized by $\sigma_c$/100)




**General case, with or without clay, with depth/stress allowance, *and consideration of joint wall strength JCS***

$Q_{H2O}$ = RQD/Jn x ***Ja/Jr*** x Jw/SRF x 100/JCS

$K \approx 0.002 / (Q_{H2O}\ D^{5/3})$ m/s

**Weak, well-jointed rock at 100 m depth, with a low assumed joint-wall compression-strength JCS of 10 MPa:**

Regular Q-value = $\frac{50}{9} \times \frac{1.5}{4} \times \frac{0.66}{1}$ = 1.4, i.e. 'poor'

$Q_{H_2O} = \frac{50}{9} \times \frac{4}{1.5} \times \frac{0.66}{1} \times \frac{100}{10} = 98$

$K \approx \left( \frac{2}{1000 \times 98 \times 100^{5/3}} \right) = 9 \times 10^{-9}$ m/s

**(Quite low permeability despite the extensively jointed nature of this rock mass, due to nearly closed, compressible, clay-coated joint walls).**

*Figure 25. A method of estimating permeability when clay is present, as explained in the right-hand box. The predicted result of this example is plotted as a blue cube.*

**Pre-injection – with Q interpretation**

Because of the frequency of marine clays and glacial moraine in valley floors and therefore beneath many towns and cities there has been a particularly active use of high pressure pre-injection in Norway to help control groundwater drawdown and to improve the in-tunnel environment in road and rail tunnels. [21, 22].

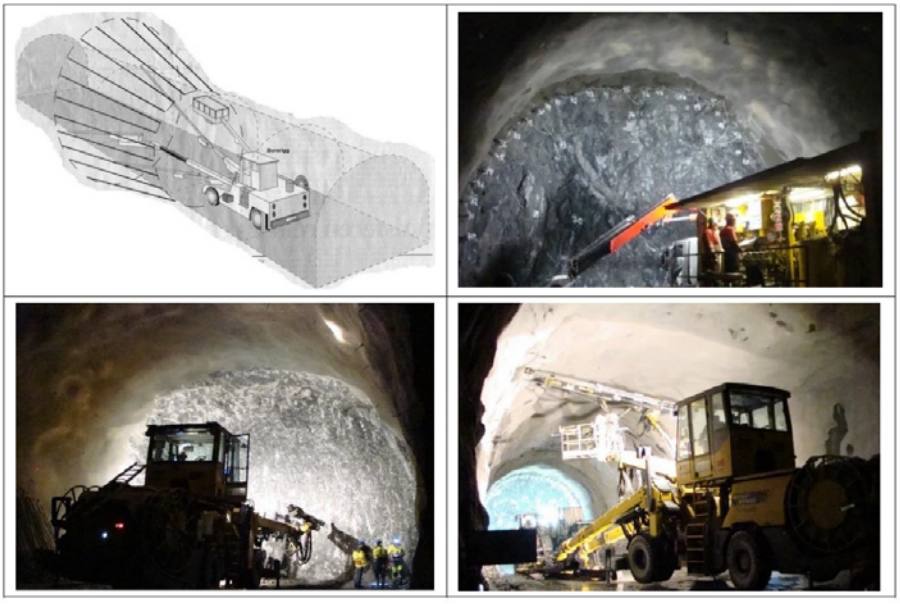


*Figure 26. These photographs are from the Bærum Rail Tunnel of 5km length where there was also 5km of systematic high-pressure pre-injection with micro-silica stabilized cements. The prior permeability range for the shales, nodular limestones and schists of 0.1 to > 394 Lugeons (range for 5 holes) has clearly been reduced. In fact, the Q-based rock mass reinforcement and support (B+Sfr) appears (and is) now over-dimensioned. This has been observed by contractors also. Various attempts to understand what has occurred in relation to Q-parameters can be suggested.*

On the next page a suggested method for evaluating the effect of successful pre-grouting on Q-parameters is shown in Table 3. One of the vanishingly few studies of pre-and post-grouting changes of permeability is shown in Figure 27 from Quadros and Correa Filho [23]. In the particular case illustrated, three boreholes had been used to determine the three-dimensional permeability, using pressure reduction pump-out from a quadruple packer moved successively within the surrounding boreholes which were all instrumented with isolated piezometers. Following the 'hydrotomography' permeability testing, the three holes were injected with cement grout, actually at moderate pressure as the rock mass was permeable.

Three new holes close to the first were subsequently drilled and 3D-permeability tested. The rotation and reduced magnitude of permeability tensors to different directions, signifying joint set sealing is the key to the Q-parameter improvements tentatively explored in Table 3. Similar experiences were reported at a major dam site in Iran with both Q-parameter improvements, and deformation modulus improvements [24, 25].

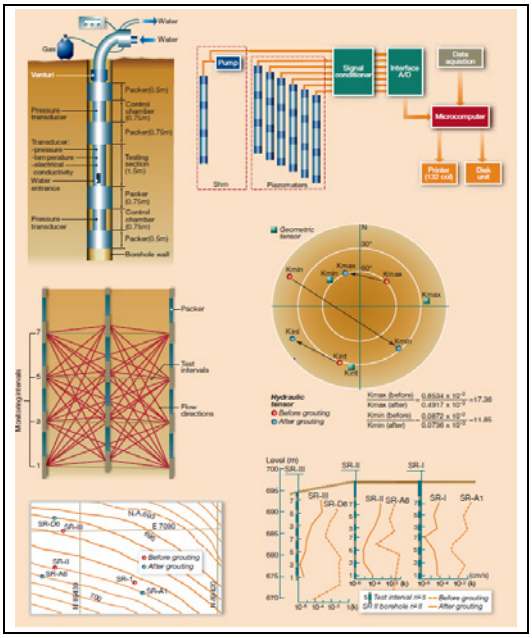


*Figure 27. Diagrammatic representation of the hydraulic tomography that was part of a PhD study in Brazil, with frequent 3D permeability testing at dam sites. [23].*

*Table 3. The Q-system parameters are ideally suited for studies of potential and actual Q-improvement-by-grouting. [19].*

| CONSERVATIVE MODEL | MORE REALISTIC MODEL |
|---|---|
| RQD increases e.g. 30 to 50% | RQD increases e.g. 30 to 70% |
| Jn reduces e.g. 9 to 6 | Jn reduces e.g. 12 to 4 |
| Jr increases e.g. 1 to 2<br>(due to sealing of most of set #1) | Jr increases e.g. 1.5 to 2<br>(due to sealing of most of set #1) |
| Ja reduces e.g. 2 to 1<br>(due to sealing of most of set #1) | Ja reduces e.g. 4 to 1<br>(due to sealing of most of set #1) |
| Jw increases e.g. 0.5 to 1 | Jw increases e.g. 0.66 to 1 |
| SRF unchanged e.g.1.0 to 1.0 | SRF improves e.g. 2.5 to 1.0 due to consolidation of loose material |
| **WET CONDITIONS** | **WET CONDITIONS** |
| *Before pre-grouting*<br>*Q = 30/9 x 1/2 x 0.5/1 = 0.8* | *Before pre-grouting*<br>Q = 30/12 x 1.5/4 x 0.66/2.5 = 0.2 |
| *Vp ≈ 3.4 km/s*<br>$E_{mass}$ *≈ 9.3 GPa*<br>*K ≈ 1.3 x* $10^{-7}$ m/s<br>**10 m Tunnel: B 1.6 m c/c, S(fr) 10 cm** | *Vp ≈ 2.8 km/s*<br>$E_{mass}$ *≈ 5.8 GPa*<br>*K ≈ 5.0 x* $10^{-7}$ m/s<br>**10 m Tunnel: B 1.4 m c/c, S(fr) 13 cm** |
| **DRY CONDITIONS** | **DRY CONDITIONS** |
| ***After pre-grouting***<br>**Q = 50/6 x 2/1 x 1/1 = 17** | ***After pre-grouting***<br>**Q = 70/4 x 2/1 x 1/1 = 35** |
| ***Vp ≈ 4.7 km/s***<br>$E_{mass}$ ***≈ 25.7 GPa***<br>***K ≈ 5.9 x*** $10^{-9}$ ***m/s***<br>**10 m Tunnel: B 2.4 m c/c** | ***Vp ≈ 5.0 km/s***<br>$E_{mass}$ ***≈ 32.7 GPa***<br>***K ≈ 2.9 x*** $10^{-9}$ ***m/s***<br>**10 m Tunnel: sb (spot bolts)** |

The 3D permeability test data from Brazil and Iran suggest the successive sealing of joint sets. This means that not only the effective RQD is increased, but Jn will be effectively reduced and minimum Jr/Ja may then apply to different (less permeable) joint sets. Logically speaking Jw will become 1.0, and SRF might even be reduced if applying to a groutable shear zone. Note that air/water high pressure flushing of clay fillings and coatings prior to grouting has been verified as a successful technique and was used in a major underground project in India recently. This assists in the rock mass improvement by grouting and therefore gives the rock mass an enhanced capability for housing, in this case, a major cavern with reduced demand for expensive double-shell support.

## $Q_{TBM}$ DEVELOPMENT USING Q TOGETHER WITH MACHINE - ROCK INTERACTION

A short journal article in 1999 followed by a textbook [26] in 2000, was the start of a major application of the Q-system for assisting with TBM prognosis. It seemed to the first author that international focus had been – and still is – on (short term/instantaneous) penetration rate PR, rather than the delays caused by actually variable geology and hydro-geology. It was felt that more focus should be on the actual advance rate AR, perhaps better referred to as AAR.

Like Q before it, the $Q_{TBM}$ development was also empirical since based on the study of case records, in this case using some 140 well-documented sections from some 1,000km of mostly open gripper TBM tunnels where the rock being tunnelled through can be continuously described, unlike with double-shield. In summary the case records showed time-dependent or tunnel length-dependent *deceleration* from the naturally higher PR that is registered with continuous boring. The utilization U was clearly time and tunnel-length dependent due to geological and hydrological challenges.

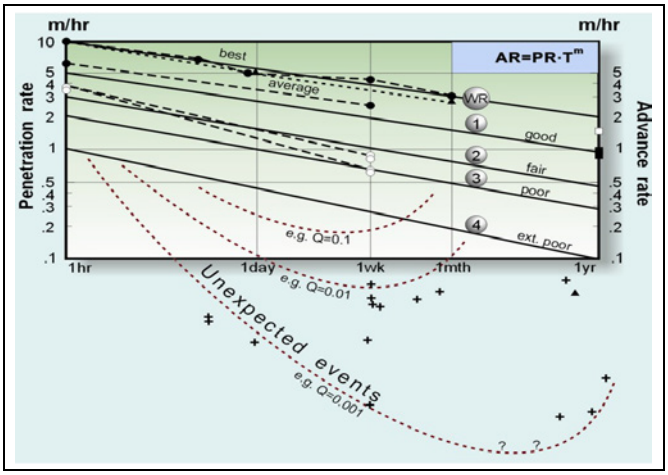



*Figure 28. Ignoring the frequent early improvements (or 'learning curve') as a contractor becomes highly skilled in operating a new TBM, the case records showed a universal decline in the AR performance. PR applies only to the left axis. The remainder of the log AR – log TIME space shows decline. Double-shield machines may show half as steep gradients. Note U = $T^m$. The deceleration gradient is (a negative) m-value: and ≈ -0.2 (single-shield) or ≈ -0.1 (double-shield). For details see Barton, 2000 [26].*

Those designing and supporting the remarkable developments of double-shield and cross-over machines undoubtedly presume that such challenges are now being met. However, back in 2000 when $Q_{TBM}$ was developed there was some way to go, and the biggest challenges still remain. TBM are still getting stuck, or severely delayed, and many in the past have 'remained in the mountain', with a by-passing drill-and-blast rescue tunnel when Q is especially low. (See lowest crosses +). Figure 28 is a synthesis of the deceleration (and 'unexpected event') results for open gripper TBM.

Further results of deceleration (i.e. -m) are shown in Figure 29. Besides the assembled world record results there are two sets of data from projects that used four *double-shield* machines: Guadarrama with 4 x 14km and Follobanen with (approx.) 4 x 9km.

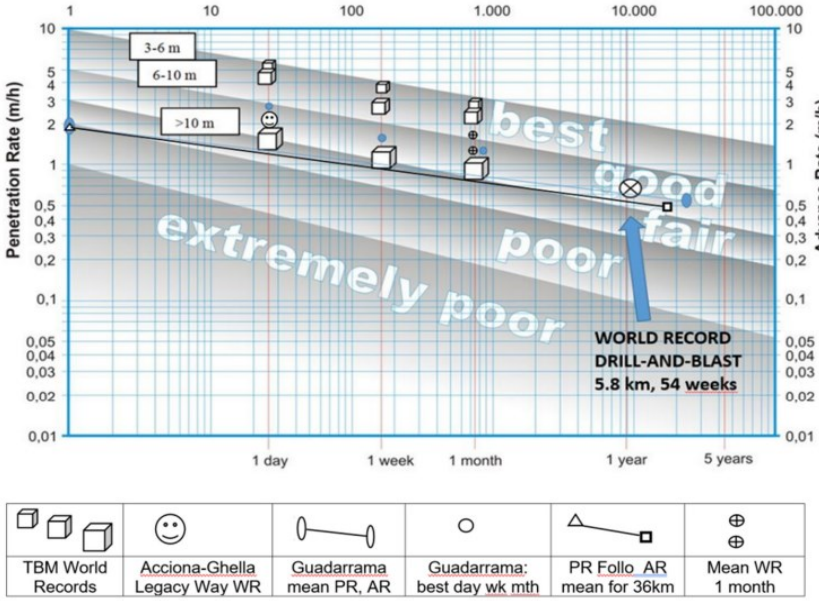



*Figure 29. Some examples of deceleration that include numerous world record results (mostly from Robbins TBM). These were grouped in size (TBM diameter) ranges. Note Guadarrama and Follobanen results. Barton, 2013 [28], Macias and Barton, 2022 [29].*

Guadarrama and Follobanen are each showing overall mean (and generally hard rock) PR of 1.9 to 2.0m/hr and final AR mean results of 0.5 to 0.6m/hr. Do prognosis models that focus mostly on PR capture such hydrogeological and hardrock mixed face realities?

Figure 30 shows the principals for PR and AR as a function of Q-values, but the adjectives used for drill-and-blast are inappropriate and are shown changed in the expanded $Q_{TBM}$ diagram shown in Figure 31 (with Q and machine-rock parameters). Co-author Abrahão developed an EXCEL based model based on the equations developed in [26]. This user friendly model was first published in [27] and is illustrated in Figure 32, where two demonstrations are shown, the first related to the Follobanen project. A lesson learned here was that the number of kilometers of high velocity seismic refraction was actually more important than the lower velocity zones, due both to the advantages of double-shield TBM, and the serious challenge of hard-rock mixed face on the frequency of cutter change and cutter-bearings damage [29].

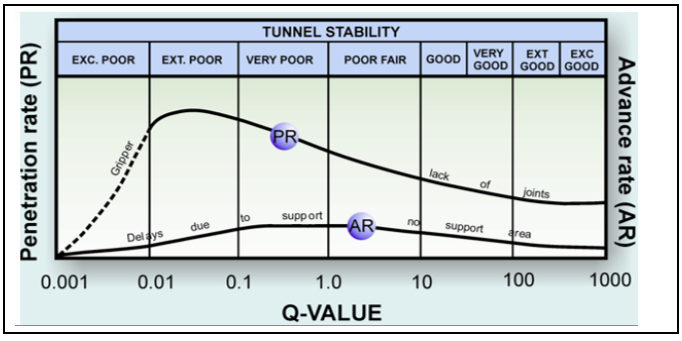



*Figure 30. PR and AR trends in relation to Q-values. More appropriate adjectives for TBM are given in Figure 31.*

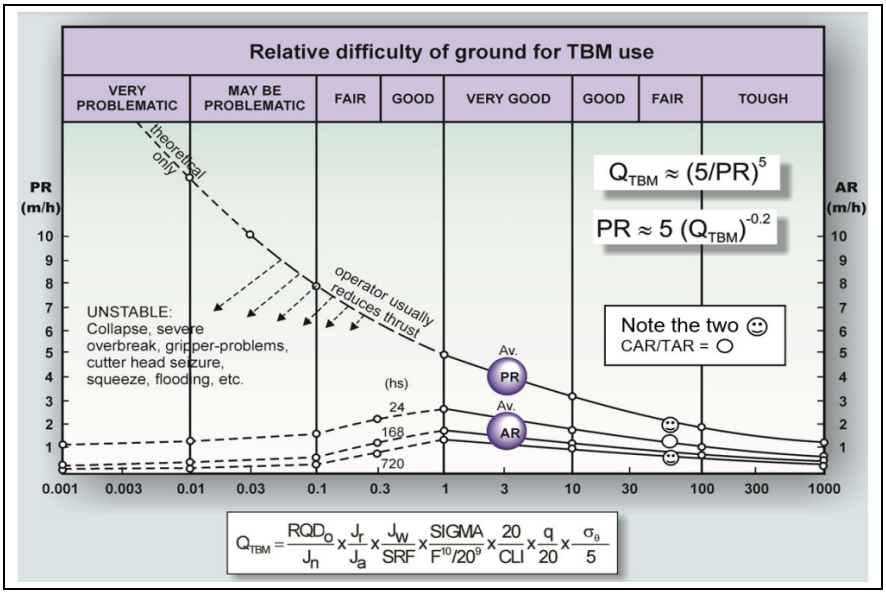



*Figure 31. Note the 'additional' parameters to the right of the 'Q equation'. The $Q_{TBM}$ value is (adversely) increased if CLI (cutter life index) is <20, if q (quartz content %) is >20, and if the estimated $\sigma_\theta$ (biaxial stress state on tunnel face) is more than 5 MPa (the estimated value at 100 m tunnel depth). The two 'smily' faces represent Follobanen (4 x 9km) results. The 24 hours 'CAR/TAR' result (an open circle) is not an adequate basis for TBM prognosis or interpretation in legal cases, since both PR and AR are quite different to most 24 hour performances. This is why a 24hours RMR based ('RME') is not an adequate basis for prognosis either. AR, like U, is time-dependent and tunnel length dependent. Net cutter force F values, normalized to 20 tons are compared with an estimate SIGMA of rock mass strength given by $5\gamma Q_c^{1/3}$ where γ is density such as 2.7 t/m$^3$. A typical and realistic variation of SIGMA from 1 to 100MPa is estimated. Occasionally, reduced PR will be seen with increased cutter force, if a machine is underpowered in relation to very hard rocks.[26, 28].*

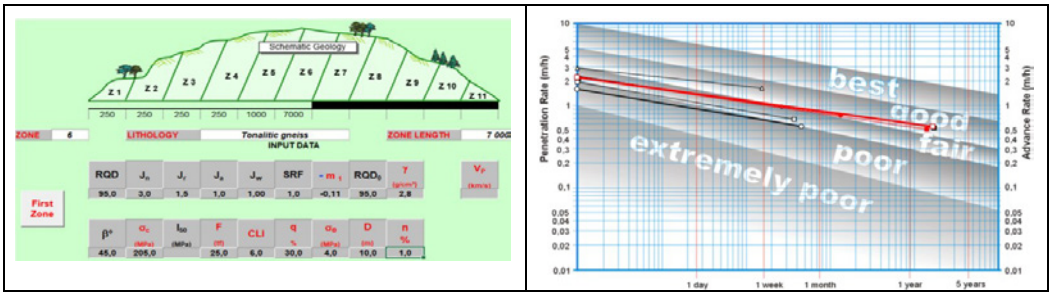



*Figure 32. Left: The 'green-hill' input data screen.[27]. High rock quality Q-based input is seen in the top row. The estimate of deceleration gradient is based on Q and is illustrated in Figure 34, in this case a double-shield assumption of m = -0.11. Machine-rock interaction parameters are shown in red. Zone lengths are shown along the modelled tunnel. Right: In this case the 7km 'typical' data input is shown, and this is the second longest (red) line in the graphic result, with a typical double-shield less steep deceleration than the open-gripper 'best', 'good', 'fair', 'poor' (white) nomenclature in the grey chart.*

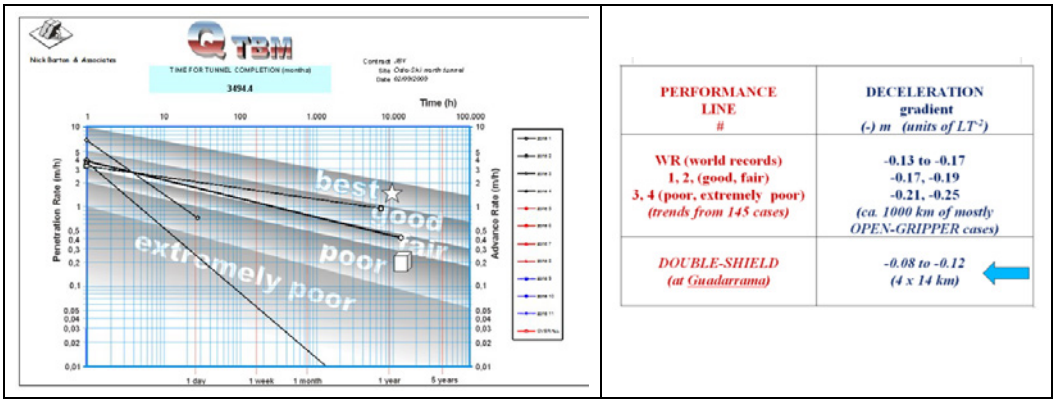



*Figure 33. The diagram shows a star and a cube to represent potential double-shield and open-gripper differences, and cutter force assumptions of 26 tf and 28tf help to set the PR estimates of 3.5 and 4.0 m/hr, as seen on the left axis. A minor fracture zone (with steep gradient) takes 1 day in the simulation. However, an untreated fault zone (steepest -m) is predicted to take a project-stopping (buried TBM) result of 3,494 months (290 years!). Note: buried TBM were represented by the three deepest crosses in Figure 28, each with an assumed Q ≈ 0.001.*

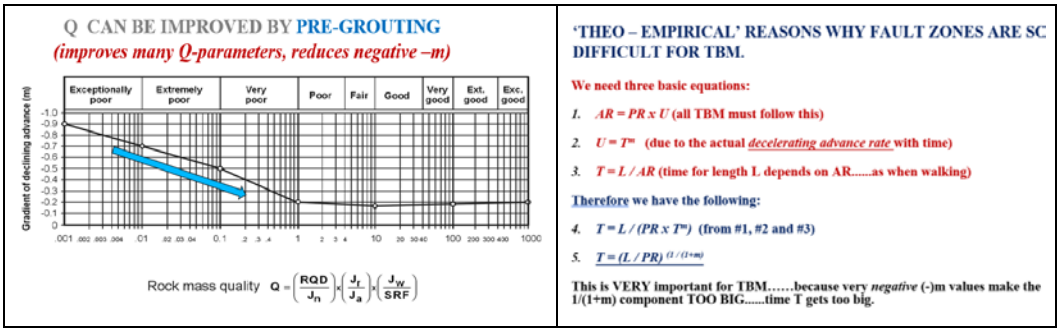



*Figure 34. Left: These are the -m gradients of the various performance lines shown in Figures 28, 29, 32 and 33. Note that the double-shield assumption is now based on approx. 90km of mean data. Basically, machine-rock parameters dominate the likelihood of deceleration when Q>1, while Q-values dominate (with open-gripper) when Q<1. Recent hard rock mixed-face data from Follobanen and elsewhere suggests the need for more negative -m when Q-values are > 50 or > 100. In other words, a non-symmetric 'U' shaped '-m versus Q' diagram. Right: An equation-based explanation of why fault zones are the 'achilles heel' of TBM. But their performance can be improved with pre-grouting as indeed TBM manufacturers have gradually acknowledged, during several decades of design modifications with improving facilities for pre-injection and probe-drilling..*

Since the machine-rock parameters CLI, q, $\sigma_\theta$ shown in Figure 31 can take 'moderate' values like 20, 20% and 5MPa (100m deep assumption of biaxial stress), and since cutter force F (tf) can be numerically similar to SIGMA (MPa) it is possible for the $Q_{TBM}$ value to be similar to the Q-value. These are the assumptions for the 'Q-value' axis in Figure 35 comparing, very approximately, drill-and-blast and TBM performance potential.

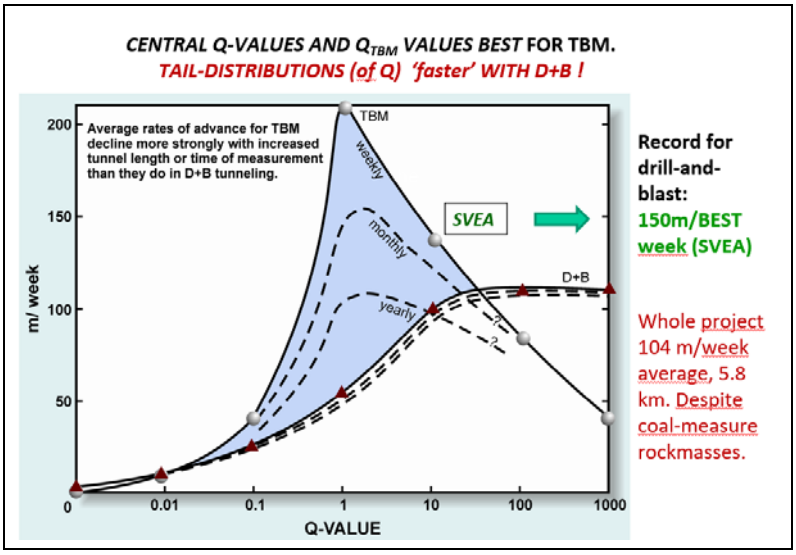



*Figure 35. The comparison of TBM versus drill-and-blast shown in this diagram (from Barton, 2000) suggest that as a TBM tunnel gets longer (1 year might be 5km with 'fair' to 'good' performance), it becomes more important for 'central' rock mass properties for continued good performance of the TBM, such as well inside the range of 0.1<Q<10. The SVEA Svalbard mine-access tunnel drill-and-blast world record was also shown in Figure 29.*

In the 4 x 9km Follobanen tunnels, Q was mostly 40 to 50 and each tunnel took approximately 2 years to complete. since Q was rather high and AR had reached a mean 0.5m/hr or about 80m/week. Note that in the Figure 32 'tonalitic gneiss' simulation, AR was 1.0m/hr at 1week. Considering total time T, this means 168m/week, or 8.7km for a year – *if there was no further deceleration.* However, the mean AR for the whole 9km was only 0.5m/hr, and this mean value applied to all four TBM totaling 36km. In retrospect both Vp and Q (and the hard-rock-mixed-face) were unfavourably high for 'too many' kilometers. Fracture zones were lesser problems than all had expected. Water in sub-horizontal fractures, and an unexpected inundation with silt were added surprises. Sub-horizontal fracturing (and thick silt-filling) at the melting end of the last glaciation period can be suspected, as at the Forsmark nuclear power plant cooling water canal in Sweden.

## $Q_{SLOPE}$ FOR CHOOSING STABLE UNREINFORCED ROCK SLOPE ANGLES

There are millions of cut slopes through rock (and the weathered rock and saprolite that often lie above). Our world generally has no budget for their support or bolt reinforcement. The number of slopes and total kilometers is increasing each day. We just have to consider the largest class of open pit benches in the busy world of mining, followed by cuttings for new roads and new railways, and access roads to hydropower projects, dams, bridges etc. A 20km distant dam site was the catalyst for developing $Q_{SLOPE}$ around 2010 in the Dominican Republic, soon followed by a new motorway through hilly terrain north of Panama City, where only drill-core and seismic refraction results (and cuttings along nearby minor roads) were available to judge appropriate slope angles. Not least in hilly forrested terrain a motorway contractor may need to decide how wide his slope constructions will likely be, before cutting e.g. a 100m wide corridor through the forest.

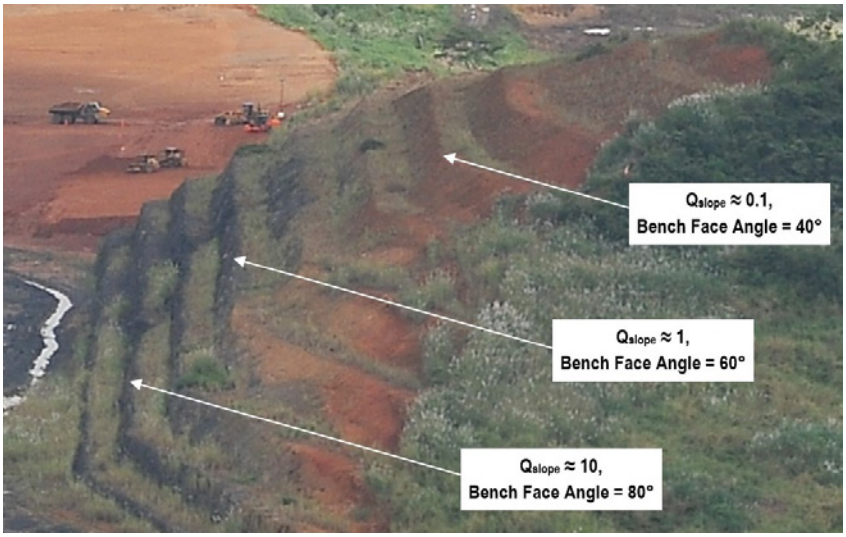



*Figure 36. The Panama Canal Authority solution to unreinforced cut slopes is used (with permission) in this demonstration of the basic idea behind $Q_{SLOPE}$ . These varied slope angles were based on geotechnical analysis by PCA, not on $Q_{SLOPE}$.*

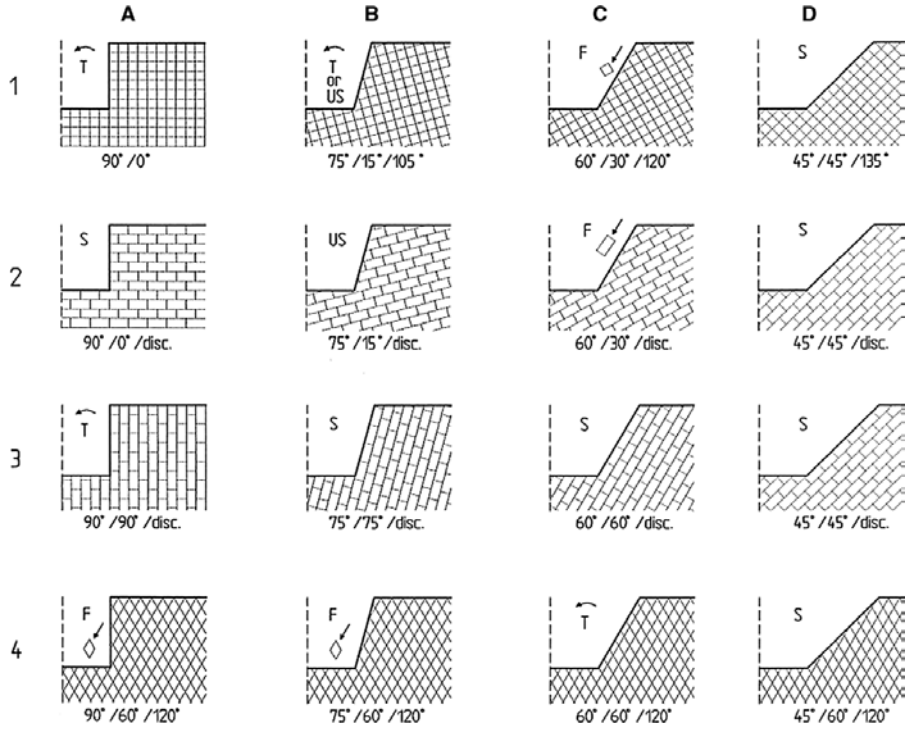



*Figure 37. These simplified sketches of cubical and rectanguloid blocks and their potential influence on rock slope stability when dip angles exit slopes could be made more realistic by considering the strong liklihood of anisotropy: that one of the two joint sets is more persistant than the other or has lower shear strength than the other. It may be a helpful first stage of recognition. 'My slope is closest to D4: maybe stability is OK?'*

The formula for estimating Q-slope is: $Q_{SLOPE} = RQD/Jn \times (Jr/Ja)_o \times J_{wice}/SRF_{slope}$

It will be clear from this that extensive use (4 of 6 parameters reproduced in Figure 7) is made of the existing Q-system table of parameter ratings. The first four tables of parameter *ratings* are also unchanged except that there is the option to characterize both sides of potential wedges with separate Jr/Ja ratios. This potential pair of Jr/Ja ratios is given orientation weighting as shown in the following Table 5. Table 6 gives the more comprehensive ratings for 'Jw' now called $J_{wice}$ to remind of the permanent outdoor location of slopes. Table 7 gives the three categories of SRF that are appropriate to slopes, where the maximum (most adverse relevant factor) is selected.

*Table 4. The remaining sub-Tables 5, 6 and 7 for evaluating $Q_{SLOPE}$*

**5. Discontinuity Orientation Factor – O-factor**

| Set A | Set B | Description |
|---|---|---|
| 2.0 | 1.5 | Very favourably oriented |
| 1.0 | 1.0 | Quite favourable |
| 0.75 | 0.9 | Unfavourable |
| 0.50 | 0.8 | Very unfavourable |
| 0.25 | 0.7 | Causing failure if unsupported |

*Note: Orientation adjustment for joints in rock slopes. Apply Set A orientation-factor to most unfavourable joint set. If required, apply Set B orientation-factor to secondary joint set in case of potentially unstable wedge formation.*

***Example of 0-factor application:*** *Set A is dominant and least favourable: Jr = 1.5, Ja = 2; Set B is less dominant: Jr = 2, Ja = 1. Wedges assumed formed by these two sets due to dip: A) Jr/Ja=1.5/2; 0-factor = 0.5 (very unfavourable). B) Jr/Ja = 2/1; 0-factor = 0.9 (unfavourable). Total wedge assumption: $(Jr/Ja)_0$ in Q-slope = (1.5/2)x0.5x(2/1)x0.9 = 0.68 (φ= 34°- 35°)*

**6. Envrionmental & Geological Condition Number – $J_{wice}$**

| $J_{wice}$ | *Desert Environment* | *Wet Environment* | *Tropical Storms* | *Ice Wedging* |
|---|---|---|---|---|
| Stable structure, competent rock | 1.0 | 0.7 | 0.5 | 0.9 |
| Stable structure, incompetent rock | 0.7 | 0.6 | 0.3 | 0.5 |
| Unstable structure, competent rock | 0.8 | 0.6 | 0.1 | 0.3 |
| Unstable structure, incompetent rock | 0.5 | 0.3 | 0.05 | 0.2 |

*Note: When drainage measures are installed apply $J_{wice}$ x 1.5*
*When slope reinforcement measures are installed apply $J_{wice}$ x 1.3*
*When drainage and reinforcement is installed apply both factors: $J_{wice}$ x 1.5 x 1.3*

**7. Strength Reduction Factor – $SRF_{slope}$** (use maximum of $SRF_a$, $SRF_b$ & $SRF_c$)

| | | |
|---|---|---|
| ***$SRF_a$ - Physical Condition*** | | |
| A | 2.5 | Slight loosening due to surface location |
| B | 5 | Loose blocks, signs of tension cracks & joint shearing, susceptibility to weathering |
| C | 10 | As B but strong susceptibility to weathering effects |
| D | 15 | Slope is in advanced stage of erosion and loosening due to periodic water erosion and/or ice-wedging effects |
| E | 20 | Residual slope with significant transport of material down-slope |
| ***$SRF_b$ - Stress*** | | |
| F | 2.5-1 | Moderate stress-strength range ($\sigma_c/\sigma_1$: 50-200) |
| G | 5-2.5 | High stress-strength range ($\sigma_c/\sigma_1$: 10-50) |
| H | 10-5 | Localised intact rock failure ($\sigma_c/\sigma_1$: 5-10) |
| J | 15-10 | Crushing or plastic yield ($\sigma_c/\sigma_1$: 2.5-5) |
| K | 20-15 | Plastic flow of strain softened material ($\sigma_c/\sigma_1$: 1-2.5) |

| ***$SRF_c$ - Major Discontinuity*** | | ***Discontinuity Orientation*** | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | *Favo-urable* | *Unfavourable* | *Very Unfavourable* | *Causing Failure if Unsupported* |
| L | Major disc. with little or no clay | 1 | 2 | 4 | 8 |
| M | Major discontinuity with $RQD_{100}$ due to clay and crushed rock | 2 | 4 | 8 | 16 |
| N | Major discontinuity with $RQD_{300}$ due to clay and crushed rock | 4 | 8 | 12 | 24 |

*Note: $RQD_{100}$ = 1 metre perpendicular sample of discontinuity*
*$RQD_{300}$ = 3 metre perpendicular sample of discontinuity*

Q $_{SLOPE}$ Table 5 shows simply applied *orientation factors*, like $(J_r/J_a)_1$ x 0.7 for set J1 and $(J_r/J_a)_2$ x 0.9 for set J2, providing the relevant joint set estimates of overall whole-wedge frictional resistance, as appropriate. Here we consider an example: A 30m high slope was excavated at an angle of 65° and failed shortly after. The wedge failure occurred in weak, moderately weathered sandstone ($\sigma_c$ = 35MPa). The following Q-slope ratings were assigned during the back-analysis:

$$Q\,slope = \frac{RQD}{J_n} \; x \; \left(\frac{J_r}{J_a}\right)_o \; x \; \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}}$$

**$RQD/J_n$ are unchanged**

**$(J_r/J_n)_o$ are unchanged, BUT have an orientation and 'wedge' adjustment**

**$J_w$ (now Jwice) has a new structure for slopes, including ice-effects and *tropical rainfall-effects***

**$SRF_{slope}$ has new categories tailored for slopes**

**EXAMPLE: RQD = 55%**
**$J_n$ = 9**
**Set A: $J_r$ = 1, $J_a$ = 4, O-factor = 0.5**
**Set B: $J_r$ = 3, $J_a$ = 4, O-factor = 0.9**
**Set C: Release plane or tension crack that did not contribute to the overall shear strength of the wedge.**
**$J_{wice}$ = 1 (desert environment, competent rock and generally stable structure where Set B has limited continuity).**
**$SRF_a$ = 2.5 (slight loosening due to surface location), $SRF_b$ = 2.5, $SRF_c$ = N/A.**
**Based on the assigned ratings, Q-slope and β were estimated as follows:**

$$Q_{slope} = \frac{55}{9} x \left[\left(\frac{1}{4} x 0.5\right)\left(\frac{3}{4} x 0.9\right)\right] x \frac{1}{2.5} = 0.206$$

$$\beta = 20 \log_{10}(0.206) + 65° = 51°$$

The reality of rock slope stability may depend not just on stress, strain and shear strength versus displacement behaviour in the dry state, but also on environmental conditions and the presence of water. It may be far from simple, as coupled (M-H) behavior may be involved as indeed in the case of tunnels, as drainage (or not) and pore pressure (joint water pressure) or not may also be involved. Q$_{SLOPE}$ is an attempt to simplify such matters.

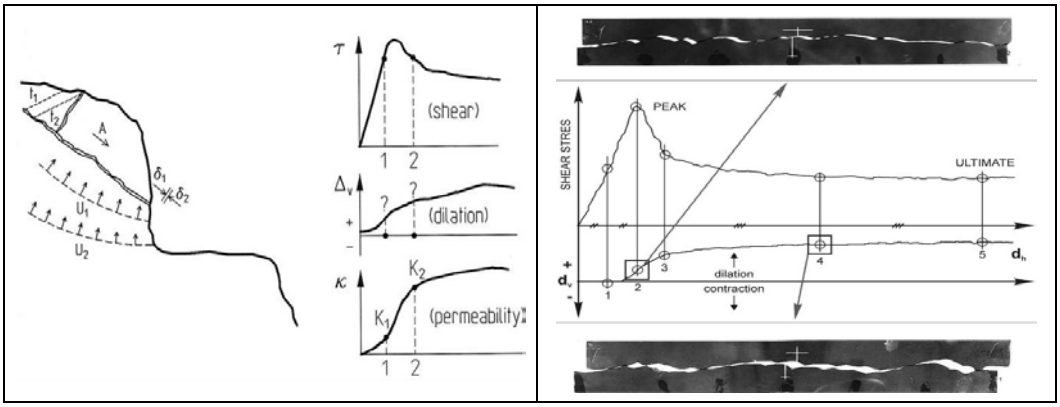



*Figure 38. It has been noticed in high rainfall locations like Hong Kong that rock slopes can exhibit slight joint shear deformation and perhaps an intermediate state of improved permeability and drainage. But with weathered rock and saprolite present, the temporarily improved drainage can become blocked with silt and clay in subsequent storms. Stability may gradually deteriorate so conservatism is required when using Q$_{SLOPE}$.*

*Figure 39. Clockwise from top-left: 1. A road widening project in Northern Peru with no budget for bolt reinforcement. 2. An incipient wedge failure presumed stabilized by smaller block sizes and higher JRC. 3. A huge and costly multiple-bench wedge failure in Kalgoorie super pit in Western Australia. (Extreme bottom right is a wall of rockfill across a 30m wide transport ramp: much higher than a speed bump). 4. A wedge failure south of Oslo along M6 due to the large block size and probable low JRC. These examples are given to emphasise the additional challenges facing rock slope engineers with or without the simplifying methods that are incorporated in $Q_{SLOPE}$.*

*Figure 40. Consider a dam site access road of 20km length following this ultra-steep river valley, for a client who does not have a budget for rock reinforcement. This is a challenge.*

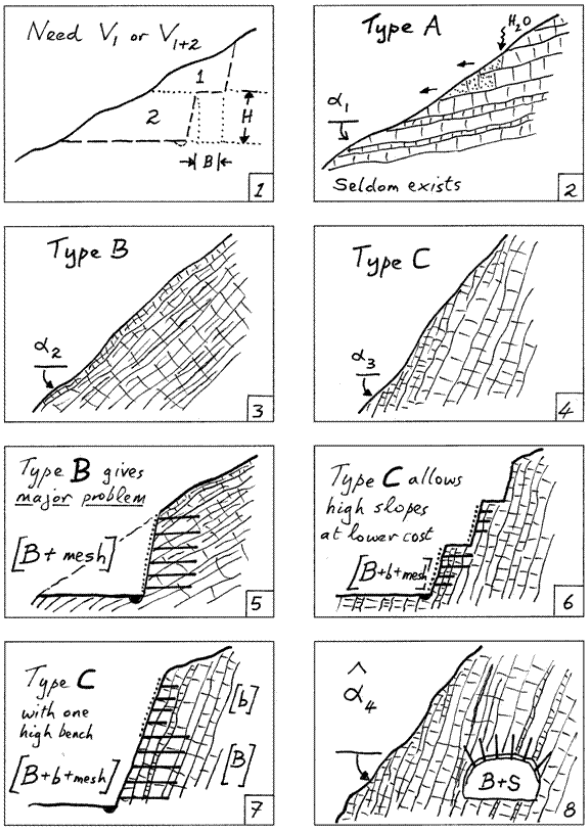



*Figure 41. Sketches made at the dam site after 6 hours journey on a mule that negotiated the extremely steep slopes. Unfortunately the client actually wanted to eliminate rock-slope reinforcement, and avoid tunnels. The suggested reinforcement principles were actually not wanted in the steep approach valley shown in Figure 40.*

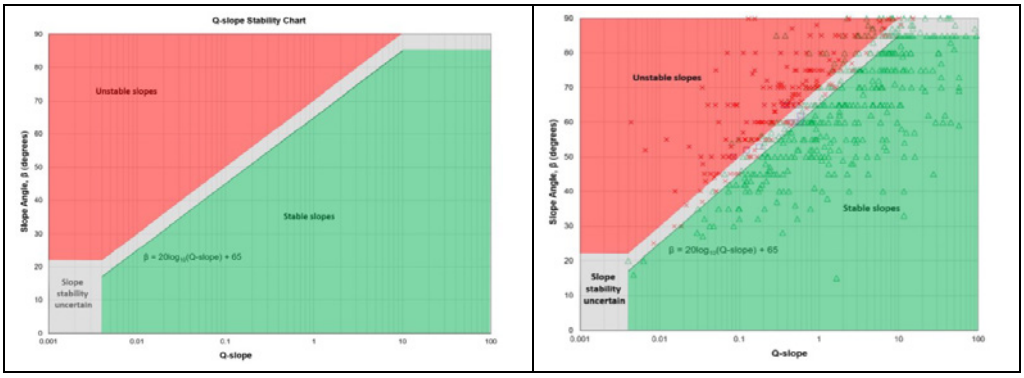



*Figure 42. $Q_{SLOPE}$ case records that were almost exclusively collected and logged by co-author Bar since Barton and Bar, 2015, Bar and Barton, 2017. Several further articles include a ten years retrospect in Bar and Barton, 2024. $Q_{SLOPE}$ has been applied in more than 40 countries in its first 10 years since publication. Perhaps not yet in Norway. Many belated corrections to existing slopes have recently been seen.*

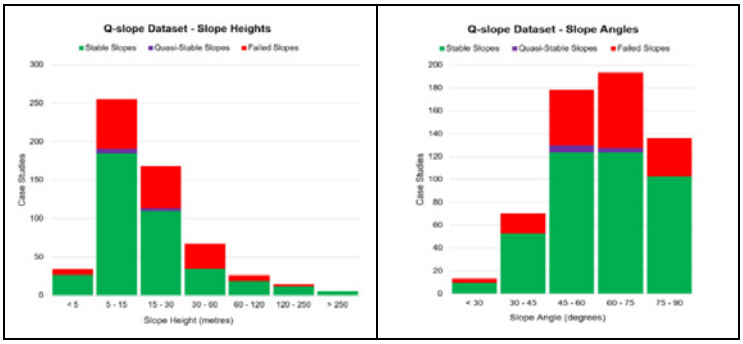



*Figure 43. Slope heights and slope angles and stability conditions. [32,33].*

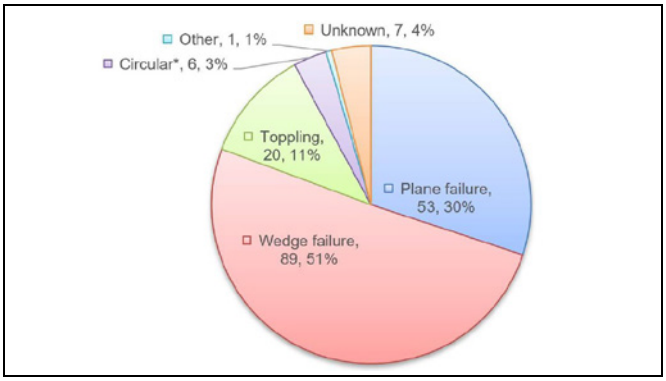



*Figure 44. Relative frequency of case record instability types. Bar and Barton, 2024.*

| Igneous | | Metamorphic | | Sedimentary | |
|---|---|---|---|---|---|
| Agglomerate | 7 | Gabbro | 1 | Banded Iron Formation | 28 |
| Amphibolite | 8 | Gneiss | 13 | Breccia | 2 |
| Andesite | 22 | Greywacke | 7 | Chert | 2 |
| Basalt | 25 | Marble | 13 | Claystone | 6 |
| Diorite | 24 | Metasandstone | 11 | Conglomerate | 3 |
| Dolerite | 7 | Phyllite | 18 | Limestone | 69 |
| Granite | 22 | Quartzite | 10 | Mudstone | 14 |
| Granodiorite | 1 | Schist | 13 | Sandstone | 62 |
| Kimberlite | 5 | Skarn | 9 | Shale | 26 |
| Monzonite | 16 | Slate | 4 | Siltstone | 51 |
| Porphyry | 7 | | | Interbedded Sandstone | 19 |
| Rhyolite | 6 | | | and Siltstone | |
| Trachyte | 3 | | | | |
| Tuff | 13 | | | | |

*Figure 45. Relative frequency of rock types in 600 cases. Bar and Barton, 2024.*

## CONCLUSIONS

1. The Q-system as it was called long ago has actually become a system. It has helped to put empirical ‘design’ (tunnel support class selection or slope angle selection) on a firmer footing. Of course, such methods are not precise, but analytical methods are also imprecise when input data has its inevitable uncertainties. Rock masses are complex.

2. A particular advantage of such empirical methods is their ability to allow follow-up of both tunnelling and slope excavation at the speeds that are consistent with efficient infrastructure or mining development.

3. A major part of the problem is that rock masses cannot be tested in a reliable manner at sufficient scale, because the process of sample preparation causes changes in properties due to the adverse effects of unloading. An empirically based design method using characterization of the medium and logical, easily assessed parameters, can be the solution. Q-histogram application allows uncertainty to be included.

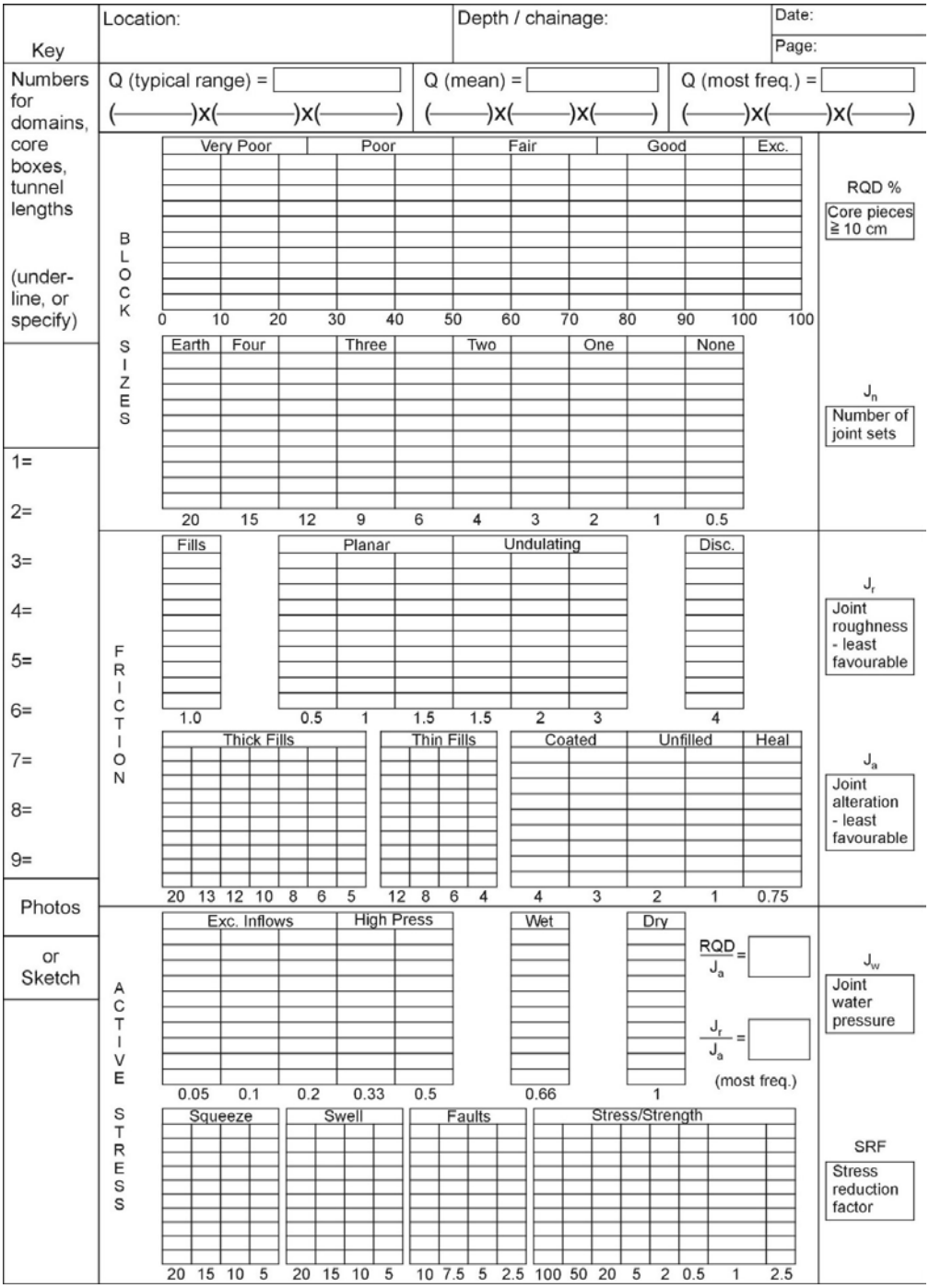
4. The structure of the Q-value has the advantages of a large numerical scale from 0.001 to 1000 in round-figures. This has some relevance when the orders of magnitude ranges of *shear strength* and *deformation moduli* and *permeability* are considered. The large range of Q, increased to about eight orders of magnitude with Qc is approaching a logical range, which is missed with the 5 to 95 numerical range of RMR and GSI.

5. Misuse of the Q-system of tunnel support, perhaps combining soft lattice girders, or overlooking the presence of clay or of faulting, or passing water at much too high velocities [34], has resulted in occasional major tunnel collapse events. They are nevertheless extremely rare occurrences compared to the thousands of monthly kilometers that are driven using single-shell (nominally 'unlined') tunnels.

## REFERENCES

1. *Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. 6: 4: 189-236.*
2. *Cecil, O. S. III. (1970) Correlations of rock bolt–shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 414p.*
3. *Barton, N. (1987) Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system. Proc. ASTM Symp. on Rock Classification Systems for Engineering Purposes, Cincinnati, Ohio, 59-84.*
4. *Grimstad, E. & Barton, N. (1993) Updating of the Q-System for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, (Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association, Oslo, pp. 46-66.*
5. *Barton, N. and E. Grimstad. Q-system - an illustrated guide following forty years in tunnelling. (2014) Web site www.nickbarton.com, 43 pages, 79 figures and photos.*
6. *Bieniawski, Z.T. (1989) Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. Wiley-Interscience.*
7. *Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O.A., Bakken, A., Pedersen, L. & Johansen, E.D. (1992) Norwegian Method of Tunnelling. WT Focus on Norway, World Tunnelling, June: 6p. August: 5p.*
8. *Vandevall, M. (1990) Dramix - Tunnelling the World. NV Bækert S.A, 1991 edition.*
9. *Ward, W.H., P. Todd and N.S.M.Berry. (1983) The Kielder Experimental Tunnel: Final Results. Geotechnique 33, 3, 275-291.*
10. *Barton, N. (2008) Tragic collapse of a station cavern during construction of the São Paulo metro: unexpected and unpredictable ground conditions despite eleven boreholes. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk, Oslo, Norway.*
11. *Grimstad, E., K.Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A.Kaynia.(2003) Updating the Q-system for Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and General Support. Proceedings, Underground Construction, London.*
12. *Barton, N. & Grimstad, E. (1994) The Q-system following twenty years of application in NMT support selection. 43rd Geomechanic Colloquy, Salzburg. Felsbau, 6/94. pp. 428-436.*
13. *Barton, N. (1976) Unsupported underground openings. Rock Mechanics Discussion Meeting, Befo, Swedish Rock Mechanics Research Foundation, Stockholm, pp. 61-94.*

14. *Barton, N., By, T.L., Chryssanthakis, P., Tunbridge, L., Kristiansen, J., Løset, F., Bhasin, R.K., Westerdahl, H. & Vik, G. (1994) Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik. Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abstr. 31:6: 617-641. Pergamon.*
15. *Barton, N. 2023. GSI or JRC – continuum or discontinuum modelling – some suggestions and some critique. 15th ISRM Congress 2023 & 72nd Geomechanics Colloquium. Schubert & Kluckner (eds.) 6 p.*
16. *Barton, N., Buen, B. & Roald, S. (2001, 2002) Strengthening the case for grouting. Tunnels & Tunnelling International, Dec. 34-36, and Jan. 37-39.*
17. *Sjøgren, B., Øfsthus, A. & Sandberg, J. (1979) Seismic classification of rock mass qualities. Geophys. Prospect., 27: 409–442.*
18. *Barton, N. (1995) The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, 8th ISRM Congress, Tokyo, 3: 1023-1032, Balkema, Rotterdam.*
19. *Barton, N. (2007) Near-surface gradients of rock quality, deformation modulus, Vp and Qp to 1km depth. First Break, EAGE, October, 2007, Vol. 25, 53-60.*
20. *Barton, N. (2006) Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p.*
21. *Barton, N. and E. Quadros. (2019) Understanding the need for pre-injection from permeability measurements: what is the connection? J. Rock Mech. And Geotech. Eng. Vol. 11, Issue 3, June 2019, 576-597.*
22. *Barton, N. and S. Roald. (2023) Pre-grouting of transport tunnels in jointed rock for successful control of water. Bergmekanikkdag, Oslo, 34.1 – 34.17.*
23. *Quadros E, and Correa Filho, D. (1995) Grouting efficiency using directional (3-D) hydraulic tests in Pirapora Dam, Brazil". Proc. of 8th ISRM Cong., Tokyo, editor Fujii, Balkema, 823-826.*
24. *Barton, N. and E. Quadros. (2021) Technical details of single-shell NMT tunnels. 5th CBT, Congress of Brazilian Tunnelling, São Paulo, 14p.*
25. *Zolfaghari, A, Sohrabi Bidar, A, Maleki Javan M.R, Haftani, H, and A. Mehinrad. (2015) Evaluation of rock mass improvement due to cement grouting by Q-system at Bakhtiary dam site. Int. J. Rock Mech. Pergamon, Vol 74, February Pages 38-44.*
26. *Barton, N. (2000) TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock. 173p. Balkema, Rotterdam.*
27. *Barton, N. and Abrahao, R. (2003) Employing the $Q_{TBM}$ prognosis model. Tunnels and Tunnelling International, 20-23, December.*
28. *Barton, N. (2013) TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines - challenges and solutions for weakness zones and water. Bergmekanikkdag, Oslo, 21.1-21.17.*
29. *Macias, J. and N. Barton, (2022) The NTNU and $Q_{TBM}$ methods of prognosis with emphasis on hard-rock mixed-face problems. Bergmekanikkdag, Oslo, 35.1-35.31.*
30. *Barton, N. & Bar, N. (2015) Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects. Proc. Eurock 2015 & 64th Geomechanics Colloquium, Salzburg, Austrian Society for Geomechanics, 157-162.*
31. *Bar, N. & Barton, N. (2017) The Q-Slope Method for Rock Slope Engineering. Rock Mechanics & Rock Engineering 50(12): 3307-3322.*
32. *Bar, N. and N. Barton. (2019) The Q-slope method for rock slope engineering in faulted rocks and fault zones. Proc. of ISRM Cong. Foz do Iguacu, Brazil.*
33. *Bar, N. & Barton, N. (2024) Q-slope - rock slope engineering 10 years on. Proc. 1st International Rock Mass Classifications Conference, Oslo, Norway.*
34. *Barton, N. and E. Quadros. (2020) Some Lessons from single-shell Q-supported headrace and pressure tunnels. Eurock2020, Trondheim, 8p. (See Research Gate: Nick Ryland Barton. Covid-cancelled symposium).*




*A field logging sheet for recording Q-parameter variability and the resulting statistics.*

# PRØVETREKKING AV LISSESTAG FØR FORANKRING AV SPUNT

## Load testing bonded post-tensioned anchors before sheet pile anchoring

Christopher Sæbø Serck, ingeniørgeolog, COWI
Brian Bjerrum, geotekniker, COWI
Karen Klemetsrud, ingeniørgeolog, COWI

**SAMMENDRAG**
Bruk av lissestag til forankring av spunt i berg er veletablert praksis i byggebransjen. Forskjellige metoder anvendes for å beregne bergets motstand mot uttrekking. En fellesnevner for beregningsmetodene synes å være at de gir meget konservative innboringslengder, spesielt ved forankring i dårlig berg eller antatt dårlig berg som ikke kan undersøkes direkte på stedet.

For å undersøke bergets stabilitet mot uttrekking er det utført prøvetrekking av lissestag i byggegropen til Skygards datasenter på Risløkka i Oslo. Stagene ble montert i antatt tilsvarende bergmasse som spunt rundt byggegropen skulle forankres i. Resultatene fra prøvetrekkingen har gitt grunnlag for justering av parametere knyttet til beregning av nødvendig innboringslengde. Dette har medført betydelige reduksjoner i nødvendig innboringslengde, og derfor reduksjoner i boretid, materialforbruk og klimagassutslipp.

**SUMMARY**
Sheet piles are commonly anchored in rock using bonded post-tensioned anchors. Different methods are used for calculation of expected rock body pullout resistance. It appears that a common feature of these calculation methods is that all result in very conservative calculations of required anchoring depths. This is particularly evident when anchoring in weak rock or assumed weak rock that cannot be examined directly on site.

Load testing of bonded post-tensioned anchors has been conducted on Skygard's project site in Oslo to assess rock mass pullout resistance. The ground conditions are assumed to be representative for the ground conditions of the production anchors. Results from the load tests have enabled adjustment of parameters used in calculations of required borehole depths for production anchors. The revised parameters have given significant reductions of required borehole depths and, hence, reductions of drilling time, material usage and greenhouse gas emissions.

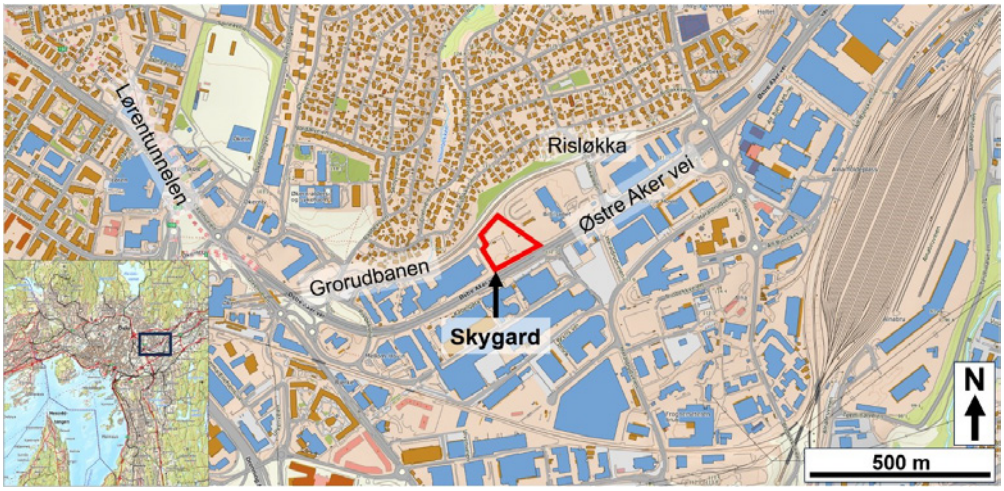
## INNLEDNING

I forbindelse med forankring i berg er det vanlig praksis å beregne nødvendig innboringslengde for stag for å motvirke at berglegemer trekkes ut når staget påføres last. Temaet har vært oppe til diskusjon i bransjen ved flere anledninger. Ongstad og Bergh-Christensen (2010) fremhevet blant annet at «en sammenstilling og styrkning av nasjonal erfaring om heftfasthet mellom mørtel og berg og utrivningsmotstand i svak berggrunn burde være av interesse for alle aktører innen bergforankring». Videre gav Neby (2015) en gjennomgang av praksis for bestemmelse av forankringslengder i Norge og ellers. Temaet har også blitt undersøkt i forskningsprosjektet ROCARC (Rock anchoring for stabilization of infrastructures with focus on the arching effect and rock-grout bond), ledet av NTNU. Dette har resultert i flere fagfellevurderte artikler om temaet, for eksempel Grindheim m.fl. (2024), som utførte labtester for å belyse lastoverføring og

bruddmekanismer i bergmasse med ankere påført laster. Det synes å være et tilbakevendende tema at beregninger av nødvendig innboringslengde er for konservative. Følgelig er det behov for mer forskning i tillegg til sammenstilling av en erfaringsdatabase for forankring i ulike bergarter. Prøvetrekkingen utført i forkant av spuntforankring for Skygards datasenter i Oslo kan være et lite bidrag til sistnevnte.

**SITUASJON**

Skygard bygger datasenter på Risløkka i Oslo (Figur 1). Området er dekket av 10-20 m løsmasser bestående av fyllmasser og middels fast leire. Ifølge NGUs berggrunnskart er kambro-siluriske avsetningsbergarter dominerende i området (Graversen m.fl., 2017). Disse er deformert i forbindelse med den kaledonske fjellkjedefoldingen, og gjennomsatt av ganger av ulike permiske intrusivbergarter. Det geologiske profilet som ble sammensatt etter driving av Lørentunnelen reflekterer dette bildet; en foldet lagrekke av hovedsakelig kalkstein, leirskifer og sandstein kuttet av smale ganger av syenitt og rombeporfyr (Statens vegvesen, 2014).




*Figur 1: Plassering av Skygards nye datasenter på Risløkka i Oslo vist med rødt omriss (Kartverket, 2024).*

Det skulle etableres spuntvegger langs prosjektets grense mot omgivelsene. Spunten var planlagt forankret med lissestag i berg. For beregning av innboringslengde ble metode i håndbok N-V220 fulgt (Statens vegvesen, 2023). I og med at bergarten ved byggegropen ikke kunne undersøkes direkte, og kjerneboring ikke ble utført, ble det tatt utgangspunkt i at stagene skulle settes i tett oppsprukket leirskifer. Dette medfører de mest konservative parametervalgene for beregning av nødvendig innboringslengde.

**DIMENSJONERING AV LISSESTAG**

Foruten å dimensjonere etter stålets kapasitet beregnes nødvendige forankringslengder og innboringslengder for stag ved gitte dimensjonerende lastvirkninger. Dersom påført last blir for stor, kan det oppstå brudd i grensesnittene stål-mørtel eller mørtel-berg. I tillegg kan for stor påført last kombinert med for liten innboringslengde for stagene føre til at det påhengte berglegemet rives ut. Kriteriet som gir størst innboringslengde er dimensjonerende.

**Stål-mørtel**

Nødvendig forankringslengde beregnes etter metode i N-V220 (Statens vegvesen, 2023) med dimensjonerende heftfasthet mellom stål og mørtel på 1,9 MPa. Det skilles mellom midlertidige og permanente ankere. For permanente ankere monteres

wirelissene i avstandsholdere, som øker overflatearealet til grensesnittet stål-mørtel. For midlertidige ankere buntes wirelissene sammen før de føres inn i borehullet.

**Mørtel-berg**

Nødvendig forankringslengde beregnes etter metode i N-V220 (Statens vegvesen, 2023), med veiledende parametervalg for karakteristisk heftfasthet mellom mørtel og berg fra Internrapport nr. 2374 (Statens vegvesen, 2004). Karakteristisk heftfasthet for leirskifer ble satt til 0,5 MPa.

**Stabilitet mot uttrekking**

Nødvendige innboringslengder for å sikre stabilitet mot uttrekking av berglegeme kan beregnes etter ulike prinsipper.

*Vekt av berglegeme*: Denne metoden er fleksibel med tanke på form og volum av påhengt berglegeme, og kan tilpasses lokale geologiske forhold når disse er kjent (Neby, 2015). Metoden neglisjerer friksjon på sprekker i bergmassen, og passer best for vertikale forankringer.

*Heftfasthet*: Metode som er benyttet i N-V220 (Statens vegvesen, 2023) og i dette arbeidet. Metoden tar utgangspunkt i at det påhengte berglegemet har konusform, og at motstand mot uttrekking er et resultat av fasthet mot skjærbrudd langs den tenkte overflaten av konusen. Berg kan kartlegges i overflaten og gi grunnlag for parametervalg til beregningene. N-V220 gir beregningsformler for enkeltstag og stagrader med gruppevirkning mellom stagene, og alternativer for stagets vinkel på bergoverflaten. N-V220 gir også veiledning til valg av bergets bruddvinkel til bruk i beregning av nødvendig innboringslengde. Bruddvinkel ble satt til 30°, som i veilederen korresponderer til bergart med «tre sprekkesett med sporadiske sprekker, men mindre enn 20 sprekker pr. m², bergmassens trykkfasthet < 15 MPa». Kombinasjonen av konservative parametervalg, dimensjonerende lastvirkning på lissestagene og gruppevirkning mellom lissestagene i lange stagrader gav urimelig lange nødvendige innboringslengder.

*Kombinasjon av heftfasthet og vekt av berglegeme*: Kombinasjonsmetoder kan ta hensyn til både berglegements vekt og heft på bergoverflate (se f.eks. Ongstad, 2020). Slike metoder kan antagelig gi mer realistiske, mindre konservative beregninger enn de to overnevnte.

## PRØVETREKKING

Det ble bestemt å utføre prøvetrekking av lissestag etter at innledende beregninger gav svært store nødvendige innboringslengder. Tre lokaliteter for prøvetrekking ble valgt i henhold til nasjonalt tillegg til Eurokode 7, del 1 for å gi et representativt bilde av berggrunnen i byggegropen og for å gi overlapp med utførte grunnboringer som gav kontroll på løsmassetykkelser (Standard Norge, 2020). Videre ble valget av lokaliteter gjort for å unngå å ødelegge berg der spunten senere skulle forankres, og hindre etablering av nye drensveier i berg.

I hver av de tre lokalitetene ble det boret vertikale hull med 165 mm diameter (Figur 2). Det ble boret 3,5 m i berg for hvert hull. Et foringsrør på 0,5 m ble montert fra bergoverflaten i hvert hull, slik at tilgjengelig forankringslengde ble 3 m. Borkakset fra hullene var utelukkende leirskifer i alle tre hull. Denne kunnskapen gav grunnlag for å redusere materialfaktor for berg.

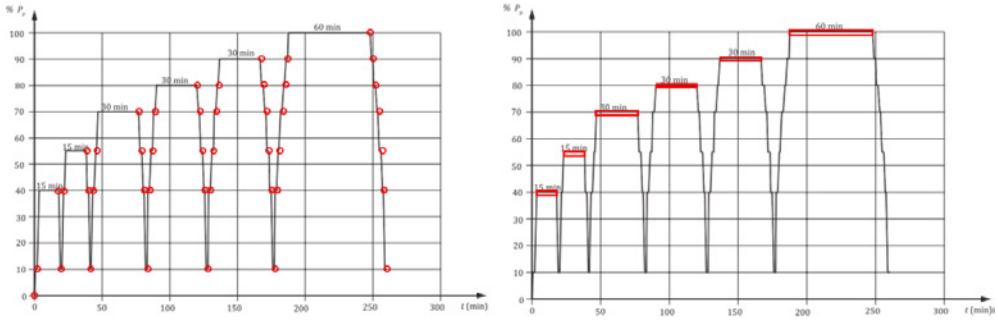
Entreprenørservice stod for forberedelser og installering av prøvestag. Det ble gravd ut 1 m masser i et område på 5x5 m sentrert rundt borehullene. Hullet ble fylt med et 0,5 m

pukklag og et 0,5 m tykt lag av armert betong (Figur 2). Den støpte betongplaten herdet i 3 uker. Det ble installert stag som bestod av 10 stk. Ø15,24 mm wirelisser tredd gjennom avstandsholdere for å øke heft mellom wirestålet og mørtelen. Gyseslange ble tredd ned i hullet sammen med lissestaget, staget ble gyst og mørtelen herdet i 3 uker. Figur 2 viser ferdig installert lissestag og støpt betongplate.

*Figur 2: Til venstre er hullet boret og lissestag med avstandsholdere senkes ned i hullet. Til høyre er lissestaget gyst i borehullet, og masser i et 5x5 m område rundt borhullet er utskiftet med 0,5 m pukk og 0,5 m dobbelarmert betong.*

*Figur 3: Jekken er montert på lissestaget, og hydraulikkslanger er påkoblet.*

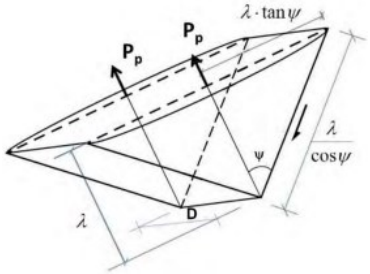
Prøvetrekkingen av de tre stagene ble utført av Spennteknikk. Prosedyren for undersøkelsesprøving i NS-EN ISO 22477-5:2018 testmetode 1 ble fulgt (Standard Norge, 2018, 2020). Jekken som ble benyttet til prøvetrekkingen var en DSI Tensioning Jack HOZ 3000/250, med 3000 kN kapasitet (Figur 3). Prøvelasten ble satt til 2000 kN for ikke å overskride stålets/stagets kapasitet. Prøvetrekkingsprosedyren består av å registrere deformasjon under opp- og nedlasting, og under holding av makslast for hver syklus på vei mot 100 % av planlagt prøvelast (Figur 4). Basert på dette regnes krypraten ut og plottes, og geoteknisk motstand i bruddgrensetilstanden $R_{ULS,m}$ gis ved kryprate α = 2. I forsøkene for alle tre stagene var krypraten α = 0. Dette medfører at $R_{ULS,m}$ er minimum lik prøvelast $P_p$. Det følger av formelverket i Eurokode 7 (Standard Norge, 2020) at denne verdien kan settes som minimumsverdi for dimensjonerende lastvirkning $E_{ULS,d}$. Som indikert i Figur 4 tar selve testen av hvert stag i overkant av 4 timer.




*Figur 4: Lastsekvens med avlesingstidspunkter indikert med rødt. Tid langs x-aksen, last gitt som % av prøvelast $P_p$ langs y-aksen. Modifisert etter NS-EN ISO 22477-5:2018.*

**INNBORINGSLENGDER FØR OG ETTER PRØVETREKKING**

Innledende vurderinger av forankrings- og innboringslengder ble gjort etter formelverk for staggruppe med spiss vinkel på bergoverflaten fra N-V220 (Figur 5) (Statens vegvesen, 2023). Der det var flere stagrader per spuntvegg ble det gjort en forenkling i at lastene for stag plassert vertikalt over hverandre ble slått sammen i beregningene, slik at gruppevirkningen mellom stagradene ble neglisjert. De innledende beregningene gav på det lengste innboringslengder over 30 m. Dette vil være upraktisk, tidkrevende og kostbart, og medføre stort materialforbruk og klimagassutslipp.




$$\lambda_\alpha = \frac{-(\eta-1)\cdot D \pm \sqrt{(\eta-1)^2\cdot D^2 + \frac{\pi \cdot tan(\sin\overline{\alpha}\cdot\psi)\cdot\eta\cdot P_p\cdot\gamma_M}{\tau_k}}}{\pi\cdot tan(\sin\overline{\alpha}\cdot\psi)}$$

*Figur 5: Form av forenklet uttrekkslegeme for stagrad og beregningsformel for nødvendig innboringslengde for stagrad med gruppevirkning mellom stagene og spiss vinkel på bergoverflaten fra N-V220 (Statens vegvesen, 2023).*

Resultatene fra prøvetrekkingen ble benyttet til å tilbakeregne karakteristisk heftfasthet på bruddplanet etter formelverk i N-V220. Slik oppnås en minimumsverdi for karakteristisk heftfasthet på bruddplanet $\tau_k$. Tilbakeregning med materialfaktor for berg

$Y_M$ = 2, bruddvinkel Ψ = 30°, innboringslengde $\lambda_\alpha$ = 3,5 m og prøvelast $P_p$ = 2000 kN gir karakteristisk heftfasthet på bruddplanet $\tau_k$ = 180 kPa. Til sammenligning er foreslått verdi i N-V220 $\tau_k$ = 50 kPa (Statens vegvesen, 2023). Med basis i oppdatert karakteristisk heftfasthet på bruddplanet har nødvendige innboringslengder blitt redusert betydelig. Som et eksempel kan nødvendig innboringslengde for stag med dimensjonerende lastvirkning $E_{ULS,d}$ = 2000 kN langs en lang stagrad med 2,8 m c/c-avstand for stagene reduseres fra 13,7 m til 4 m når de andre parameterne holdes like.

Det har ikke vært brudd i noen stag etter at alle stag til forankring av spunt er installert og spent opp, og byggegropen er gravd ut til full dybde (Figur 6). Selv med store reduksjoner i nødvendig innboringslengde for lissestag brukt til spuntforankring, anses beregningene av nødvendig innboringslengde fortsatt som konservative. Arealet av uttrekkslegemet er underestimert når formen på legemet er forenklet. Siden krypraten ikke økte til 2 i noen av forsøkene, kan den beregnede verdien for karakteristisk heftfasthet på bruddplanet sees på som en minimumsverdi. Det ble utelukkende testet forankring i leirskifer. Innslag av gangbergarter, kalksteinslag eller andre bergarter av høyere kvalitet vil antagelig gi større motstand mot uttrekking. Metoden i N-V220 tar ikke hensyn til vekten av det påhengte berglegemet og de overliggende løsmassene (Statens vegvesen, 2023). Det er antatt at vektbidraget fra løsmassene er omtrent likt for de prøvetrekte stagene som for produksjonsstagene.

*Figur 6: Spuntvegg mot Østre Aker vei forankret i berg med to rader lissestag langs byggegrop gravd ut til full dybde.*

**BESPARELSER**

Prøvetrekkingen har ført til at innboringslengder for lissestag til spuntforankring er redusert. Det er gjort et overslag for besparelser av boretid og -kostnad samt mengde, kostnad og klimagassutslipp for stålwire og mørtel. Overslaget sammenligner mengder fra originalt spuntdesign med innboringslengder basert på parametervalg for leirskifer i N-V220 med oppdaterte innboringslengder etter parameterjustering som følge av

prøvetrekking. Det presiseres at dette er et overslag som er gjort for å illustrere mulige besparelser når spunt skal forankres i «dårlig berg», og at endelig design og mengder kan avvike fra overslaget.

Det er anslått besparelser med grunnlag i 229 lissestag installert i borhull med diameter Ø165 mm. Det legges videre til grunn at hullboringen går med en inndrift på 8 m per time, og at boringen har en kostnad på 1178 kroner per meter. Kostnader til Ø15,24 mm wire, som brukes til lissestagene, settes til 40 kr/m. $CO_2$-utslipp er satt til 2,44 kg per kg wire (Statens vegvesen, 2024) og 245 kg/m³ for B30 mørtel (Norsk Betongforening, 2024). Det er satt en minimumsgrense på 4 m innboringslengde for lissestagene.

Prøvetrekkingen med påfølgende justering av beregningsparametere har gitt grunnlag for å redusere total borelengde, materialforbruk og klimagassutslipp knyttet til lissestagforankring av spunt med 65 % sammenlignet med utgangspunktet som brukte veiledende verdier fra N-V220 (Statens vegvesen, 2023). Dette gir en reduksjon på 338 timer boretid, 40375 m wire og 67 m³ mørtel til lissestagene. Reduksjonene medfører kostnadsbesparelser på omtrent 3,1 MNOK for boretid, 1,6 MNOK for stålwire og 0,4 MNOK for mørtel. I tillegg har en reduksjon i boretid på denne skalaen potensiale til å ha stor positiv effekt på fremdriften i prosjektet som helhet, gjennom å redusere anleggstiden og dermed ferdigstille prosjektet fortere. Klimagassutslipp knyttet til materialforbruk er anslått redusert med bortimot 22400 kg $CO_2$-ekvivalenter. Anslagene tar ikke hensyn til andre faktorer som kommer som en følge av redusert bore- og anleggstid, som for eksempel drivstofforbruk for anleggsmaskiner. Derfor vil antagelig reell besparelse av $CO_2$-utslipp være høyere enn det som er anslått her.

**KONKLUSJON**

For å teste bergmassens egenskaper knyttet til forankring er det utført prøvetrekking av lissestag i Skygards byggegrop på Risløkka i Oslo. Prøvetrekkingen har medført at innboringslengdene har blitt redusert betraktelig. Resultatene fra undersøkelsene gir en 65 % reduksjon av borelengde og -tid i berg, materialforbruk og klimagassutslipp. I tillegg til åpenbare besparelser i kostnader og klimagassutslipp knyttet til materialforbruk, vil reduksjonene medføre kortere anleggstid og dermed gi en positiv effekt på prosjektets fremdrift.

Resultatene fra dette arbeidet kan tyde på at veiledende verdier for karakteristisk heftfasthet på bruddplanet fra N-V220 er konservative. Arbeidet understreker bransjens fortsatte behov for å samle opp og dokumentere erfaringer fra forankring i antatt svake bergarter.

**KILDER**

*Ongstad, A. & Bergh-Christensen, J. (2010). Strekkforankring i berg. NFF, Fjellsprengningsdagen 2010.*

*Neby, A. (2015). Forankringslengde i berg. Norsk Bergmekanikkgruppe, https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2015/02/Forankringslengde-i-berg.pdf.*

*Grindheim, B., Li, C. C., Høien, A. H., & Angell, B. (2024). Laboratory tests of large-scale block models on the load transfer and failure mechanisms of rock masses subjected to anchor loading. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1-24.*

*Graversen, O., Nordgulen, Ø. & Lutro, O. (2017). Berggrunnskart OSLO 1914 IV, M 1:50.000. Norges geologiske undersøkelse.*

*Statens vegvesen (2014). Teknisk sluttrapport – Rv 150 Ring 3 Ulven-Sinsen E20 Lørentunnelen.*

*Kartverket (2024). Topografisk Norgeskart. https://norgeskart.no/*

*Statens vegvesen (2023). N-V220 Geoteknikk i vegbygging.*

*Statens vegvesen (2004). Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg. Internrapport nr. 2374. Veglaboratoriet.*

*Ongstad, A. (2020). Forankringer i berg – FoU og praksis i Norconsult. ROCARC Webinar 2020 – Knowledge Exchange.*

*Standard Norge (2020). NS-EN 1997-1:2004+A1+NA Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler.*

*Standard Norge (2018). NS-EN ISO 22477-5:2018. Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 5: Testing of grouted anchors.*

*Statens vegvesen (2024). VegLCA. https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/klima-miljo-og-omgivelser/utslipp-av-klimagasser/bruk-av-veglca/*

*Norsk Betongforening (2024). Publikasjon nr. 37 Lavkarbonbetong.*

**FJELLHALLENE TIL BOLIDEN I ODDA, FRA PRAKSTISK ERFARING TIL PROSJEKTERING AV NYE FJELLHALLER**

Hui Lu, Geoteknikk, Multiconsult Norge AS

Bård Steinsland, Ingeniørgeolog, Multiconsult Norge AS

**SAMMENDRAG**

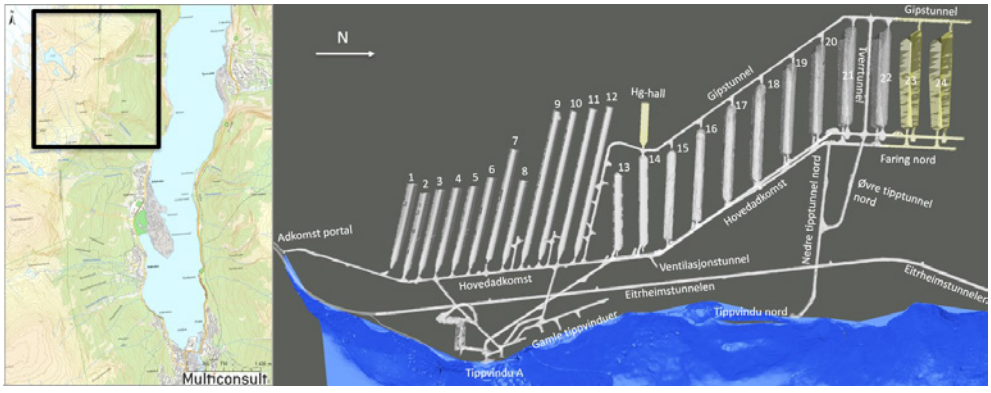
Fjellhallene til Boliden Odda AS benyttes til deponi av samresidue fra sinkproduksjon. Fjellhall 23 og 24 er prosjektert for å øke nødvendig deponivolum etter fjellhall 21 og 22 er vellykket konstruert. Fjellhallene er 30 m brede, 60-70m høye og 250 m lange. Avstanden mellom fjellhallene er 50 m. Det er utført en 2D numerisk analyse i RS2 med tilhørende sensitivitetsanalyser i forbindelse med prosjektering av fjellhall 23 og 24. Resultater fra utførte spenningsmålinger og deformasjonsmålinger, samt praktisk erfaring fått fra driving av fjellhall 21 og 22, er benyttet som grunnlag ved kalibrering av den numeriske modellen. Utført prosjektering av fjellhall 23 og 24 viser et godt eksempel hvor man kombinerer teoretisk bergmekanisk modellering og praktisk ingeniørgeologisk erfaring for storskala fjellhaller.

**ABSTRACT**

The Boliden Odda underground caverns are used for permanent disposal of jarosite from zink production. The caverns 23 and 24 are designed to increase the required storage volume after successfully construction of cavern 21 and 22. They are designed 30 m wide, 60-70 m high and 250 m long, and placed with 50 m spacing. 2D RS2 numerical modelling including sensitivity analyses are undertaken with calibration based on the in-situ stress and deformation measurements and practical experiences obtained from the earlier excavation of cavern 21 and 22. The design and verification process of rock cavern 23 and 24 presents a good example of combination of theoretically rock mechanical modelling and practical engineering geological experience for large-scale caverns.

## 1. INNLEDNING

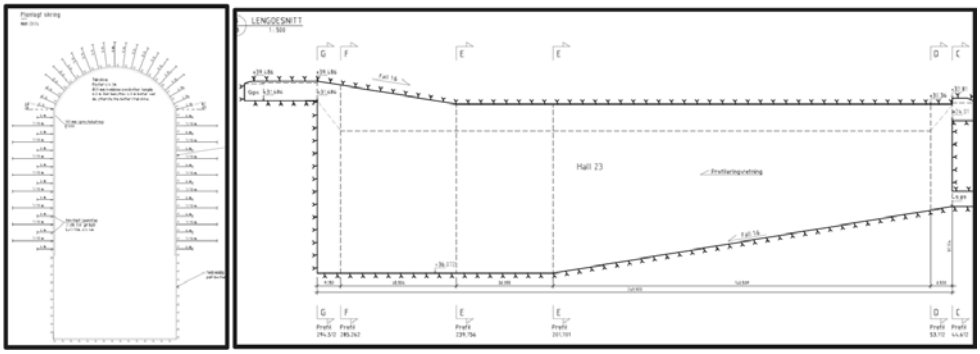
Boliden Odda AS er en av verdens mest moderne og klimaeffektive sinkverk. Bedriften har vært lokalisert på Eitrheimsneset i Odda i Ullensvang kommune (Figur 1 venstre) siden 1924 og feirer i år sitt 100 års jubileum. I tillegg til metallisk sink, produseres det også svovelsyre og forskjellige sink-legeringer til ulik bruk.




*Figur 1: Markering av lokasjon til Boliden Odda sitt fjellhallsdeponi ved Mulen (venstre) og utklipp 3D-modell (høyre) av eksisterende fjellhallsdeponi hvor planlagte haller og tunneler i forbindelse med fjellhall 23 og 24 er markert med gul farge.*

I forbindelse med sinkproduksjonen, dannes det avfall i form av jarosittslam, også kalt samresidue. Tidligere ble samresiduet deponert direkte i Eitrheimsvågen i Sørfjorden og medførte et enormt forurensningsproblem. Etter 1. juli 1986 var det ikke lenger lov å deponere samresidue i Sørfjorden. Løsningen ble fjellhaller ved Mulen hvor deponering har pågått siden. Ved hjelp av pumpeledninger pumpes samresiduet fra fabrikken på Eitrheimsneset direkte inn i fjellhallene.

Bolidens fjellhallsdeponi består i dag av 22 fjellhaller av ulike størrelser med tilhørende tunnelsystem og knusehall (Figur 1 høyre). Fjellanlegget ligger i foten av en dalside som strekker seg opp mot Folgefonna på 1400 m høyde. I grove trekk utvides fjellanlegget med to fjellhaller for hvert fjerde år i takt med sinkproduksjonen.




*Figur 2: Typisk tverrsnitt med sikringsprinsipp (venstre) og lengdesnitt (høyre) av fjellhall 23 og 24. Tilsvarende utforming og sikringsomfang ble også utført i fjellhall 21 og 22.*

Fjellhall 1-12 tilhører første generasjon fjellhaller med spennvidde 17,5 m, høyde 23,5 m og lengde 200-400 m, noe som tilsvarer et varierende effektivt deponivolum fra 65 000 til 140 000 $fm^3$.

Andre generasjon fjellhaller består av fjellhall 13-20 med spennvidde 20-24 m, høyde 40-60 m og lengde 200-240 m, noe som tilsvarer et varierende effektivt deponivolum fra 210 000 til 300 000 $fm^3$.

Fjellhall 21-24 tilhører tredje generasjon fjellhaller med spennvidde 30 m, høyde 65-70 m og lengde 250 m, noe som tilsvarer et effektivt deponivolum lik 400 000 $fm^3$. Fjellhall 21 og 22 var ferdig bygget i år 2022. Prosjektering av fjellhall 23 og 24 ble utført i 2023, mens driving av fjellhall 23 og 24 startet i august 2024. Fjellhall 23 og 24 bygges med basis i utvidelse av eksisterende tilkomsttunneler på øvre (hovedadkomst og gipstunnel) og nedre nivå (faring nord). Figur 1 høyre og Figur 2 viser fjellanlegget med planlagt utvidelse av fjellhall 23 og 24 mot nord.

Overdekningen ved fjellhall 23 og 24 varierer mellom 400 til 600 m. Som nevnt over har dimensjonene på fjellhallene over tid blitt større etter hvert som fjellanlegget er blitt utvidet mot nord, med gradvis økning i overdekning og største hovedspenning.

## 2. GEOLOGI

Bergartene i området består av ulike former for forgneiset granitt av protozerozoisk alder. I Sørfjorden går Hardangerskjærsonen, som antas å ha en normalbevegelse på flere kilometer.

Den gode bergmassekvaliteten har vært avgjørende for plassering og design av fjellanlegget. Det forventes videre god bergmassekvalitet i området der fjellhall 23 og 24 er planlagt plassert. I forbindelse med fjellhall 19 og 20 var hovedbergarten er en grovkornet øyegranitt/-gneis med ganger av pegmatitt. Dette er samme hovedbergarten som er registrert i de tidligere fjellhallene lengre mot sør. Utover dette forekommer det foldede mørke årer/soner med glimmer som krysser nærmest på

tvers av fjellhallene. I forbindelse med fjellhall 21 og 22 ble det registrert to ulike hovedbergarter i fjellhallene. I fjellhall 21 er det i hovedsak registrert en middels til grovkornet granittisk gneis som ved tidligere byggetrinn (Figur 3 venstre). Tilsvarende bergart ble i hovedsak også registrert i hovedadkomst, tverrtunnel og gipstunnel og langs vestre del av fjellhall 22. I østre del av fjellhall 22 og langs nordre del av faring nord ble det registrert en mørkere og mer finkornet bergart med lyse striper med petrografisk betegnelse amfibolitt (Figur 3 høyre). I fjellhall 23 og 24 er det forventet å påtreffe både granittisk gneis og amfibolitt som registrert i fjellhall 21 og 22 [1].

*Figur 3: Granittisk gneis på takskive fjellhall 21 (venstre) og amfibolitt på takskive fjellhall 22 (høyre). Eksempel på kjøldannelse og avskalling av berg langs midlertidig vegg mellom pilot og stross er markert med hvit pil i fjellhall 21.*

# 3. DRIVING AV FJELLHALL 21 OG 22

## 3.1 GENERELT

Fjellhall 21 og 22 ble sprengt ut i fem nivåer fra topp til bunn. Hvert nivå ble sikret fortløpende før neste nivå ble sprengt ut. De tre øverste nivåene ble sprengt ut med tunnelborerigg og liggerboring, mens de to nederste nivåene ble sprengt ut med pallrigg og stenderboring (vertikalt). En tverrtunnel på øvre nivå ble bygget mellom fjellhall 21 og 22 for å ivareta rømning, samt gi tilgang til spennings- og deformasjonsmålinger av bergmassen i pilaren mellom fjellhall 21 og 22. Planoversikt vist i Figur 6 og tverrsnitt av RS2 modell i Figur 8 viser lokasjon til tverrtunnel i forhold til fjellhallene 20-24.

## 3.2 OBSERVASJON OG GEOLOGISK KARTLEGGING

Det er generelt svært god bergmassekvalitet i området der fjellhallene er plassert. Bergmassen er generelt mer massiv hvor den granittiske gneisen er fremtredende sammenlignet med amfibolitten. Oppsprekkingsgraden er av den grunn noe høyere i fjellhall 22 sammenlignet med 21.

### 3.2.1 Gjennomgående svakhetsplan

Mørke gjennomgående årer/soner med biotitt krysser på tvers av fjellhallene og tverrtunnel med fall 50-60° NØ, dvs. ut mot fjorden (Figur 4 venstre). Disse årene er mest fremtredende i østre del av fjellhall 19 til 22 og følger i stor grad det mest fremtredende sprekkesettet i bergmassen.

I forbindelse med driving av fjellhall 19- 22 og tverrtunnel er det registrert en gjennomgående svakhetssone av biotitt med 60 graders fall mot VSV (Figur 4 høyre). Sonen krysser fjellhallene og tverrtunnel tunnel med ca. 60-70 graders vinkel og er synlig i hele hallens tverrsnitt. Biotittårene og svakhetssonen nevnt over kan være vannførende, hovedsakelig i form av drypplekkasjer.

Kombinasjonen av de tversgående biotittårene og svakhetssonen, kan medføre større kileutglidninger i hengen, noe som ble erfart i fjellhall 20.

*Figur 4: Venstre - Fjellhall 22, nivå 2, ca. pel 195,5. Eksempel på gjennomgående åre i stuff (mulig svakhetsplan) av biotitt med 60 graders fall mot ØNØ. Høyre - Nordre vegg i vestre del av fjellhall 22 på nivå 4 fra ca. pel 80-25. En gjennomgående svakhetssone av biotitt krysser på tvers av fjellhall med 60 graders fall mot VSV.*

### 3.2.2 Spenningsrelatert oppsprekking

Sprakefjell er fremtredende ved driving av tilkomsttunneler (som er ugunstig orientert i forhold til største hovedspenning), i området rundt pilarene mellom tilkomsttunneler og fjellhaller og langs midlertidig bergstabbe på nivå 1 ved driving av takskive.

Ved driving av nivå 1, blir takskiven tatt ut med pilot og stross. Ved massivt berg kan det oppstå kjøldannelse og avskalling av berg i den langsgående og midlertidige veggen mellom pilot og stross (Figur 3 venstre). Erfaringsmessig er optimal avstand mellom pilot og stross 2-3 salver, hvor større avstander kan medføre større kjøldannelser langs midlertidig vegg.

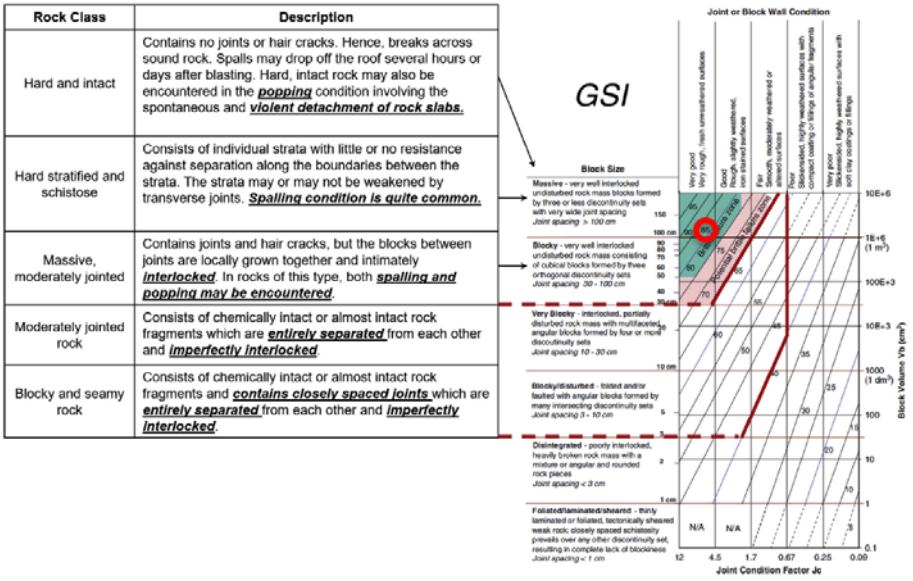
Spenninger i berget induserer også sprekker ved videre nedpalling i fjellhallene. Dette ser man gjerne på stuff ved driving av nivå 2 og 3. De spenningsinduserte sprekkene er steile i veggene og går brått over til å være horisontale i sålen. Dette kan gi utfordringer med fremdrift og arbeidssikkerhet på stuff avhengig av entreprenørens valgte driftsopplegg, f. eks ved kombinasjon av stenderboring og liggerboring.

### 3.2.3 Klassifisering av bergmassekvalitet

Generelt er det registrert svært god bergmassekvalitet i området der fjellhall 21 og 22 er plassert. Estimering av bergmassekvalitet angitt som GSI (Geological Strength Index), er basert på geologisk kartlegging fra 21 og 22 og tilstøtende tunneler. Erfaringer fra driving av fjellhall 19 og 20 er også tatt høyde for i vurderingene. Et utvalg av salvene ved fjellhall 21 og 22 og tilstøtende tunneler (tverrtunnel, gipstunnel og hovedadkomst) er klassifisert ved hjelp av Q- og RMi-metoden [2]. GSI-verdier har blitt estimert basert på parametere fra de to klassifiseringssystemene [3].

Den generelle bergmassen er estimert til å ha en Q-verdi mellom 10-100 og en RMi-verdi mellom 60-100. Dette kan overføres til GSI=85. Basert på geologisk kartlegging av fjellhall 19 til 22 sett under ett, er en GSI lik 85 vurdert som representativ for forholdene i fjellhall 23 og 24. Tilsvarende GSI er estimert og vist i Figur 5.

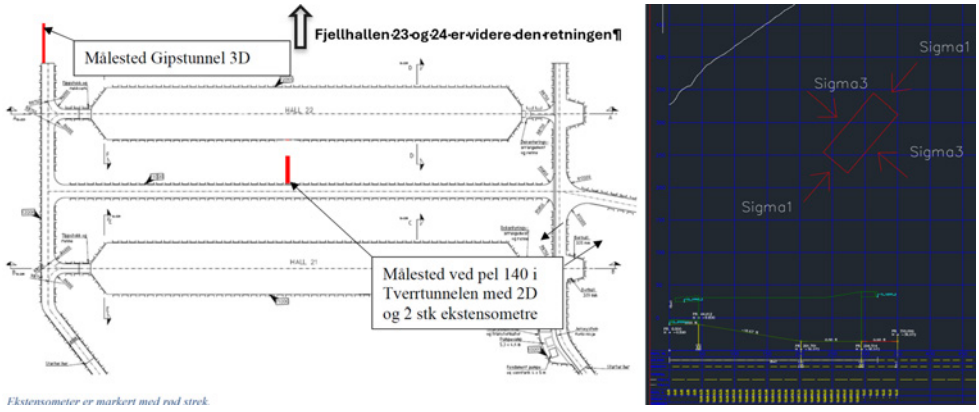
I en artikkel fra «Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering» fra 2019, “Strength of massive to moderately jointed hard rock masses” [4], viser forfatterne en sammenligning av Terzaghi’s bergmasseklassifisering og GSI kartet som Cai et al [5] presenterte i 2004 for harde, sprø bergarter (Figur 5). Dette underbygger også at det er korrekt å plassere GSI-verdien på rundt 85 for bergmassen ved fjellhallene til Boliden Odda. Dette bekreftes også ved erfaringer fra uttak av fjellhallen 21 og 22 som tidligere nevnt over.




*Figur 5: Sammenligning av Terzaghi's bergmasseklassifisering og GSI kartet som Cai et al. presenterte i 2004 [5] for harde, sprø bergarter.*

## 3.3 IN-SITU BERGSPENNINGSMÅLINGER

In-situ bergspenninger ble målt av SINTEF i forbindelse med fjellhall 21 og 22 ved overboring [6]. Bergspenningsmålinger ble utført både 2- og 3-dimensjonalt. Vist i Figur 6 venstre, ble 3D-bergspenningsmålinger ved overboring utført i endevegg i Gipstunnel. 2D-bergspenningmålinger (doorstopper) ble utført fra tverrtunnelen i retning mot fjellhall 22 sammen med installasjon av ekstensometer. Langtidsdoorstopper er installert for overvåking av stabiliteten i fjellhall 22.




*Figur 6: Plantegning med angitt plassering av målestedene ved Pel 140 i Tverrtunnelen og i endeveggen i Gipstunnelen [6].*

Resultater fra utførte bergspenningsmålinger fra SINTEF [6] er oppsummert som følger:

*Tabell 1: Resultater fra utførte bergspenningsmålinger fra SINTEF [6]*

| Spenning | Spenning verdi | Deviasjon | Retning |
|---|---|---|---|
| Største ($\sigma_1$) hovedspenning | 19,9 MPa | ±1,2 MPa | Orientering 166° fra nord og fall 54° |
| Mellomste ($\sigma_2$) hovedspenning | 13,3 MPa | ±1,6 MPa | Orientering 60° fra nord og fall 11° |
| Minste ($\sigma_3$) hovedspenning | 10,9 MPa | ±2,4 MPa | Orientering 323° fra nord og fall 34° |

Største hovedspenning ($\sigma_1$) er parallell med dalsiden og minste hovedspenning ($\sigma_3$) er normalt til dalsiden (Figur 6 høyre).

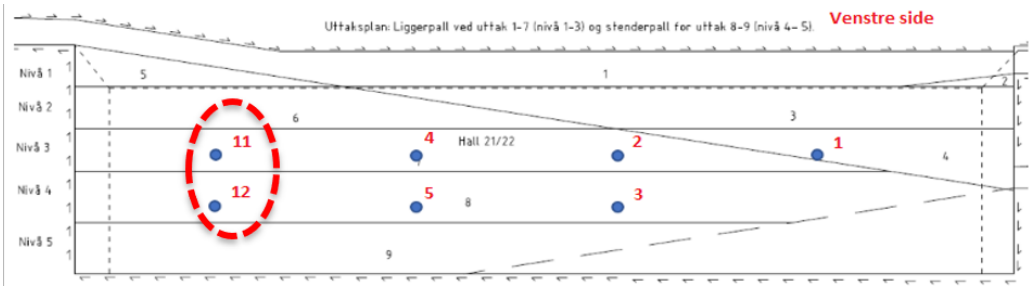
## 3.4 DEFORMASJONSMÅLINGER

Det har blitt gjennomført et deformasjonsprogram i fjellhallene ved hjelp av ekstensometere og konvergensmålinger.

SINTEF har installert 2 stk. 'Rod–type borehull ekstensometer A5' med hydrauliske anker ved pel 140 i Tverrtunnelen, begge med orientering N360˚ mot Fjellhall 22. Ekstensometrene ble installert etter at drivingen av takskiven i Fjellhall 22 var ferdig, og første nedpalling pågikk. Ekstensometer MPBX1 er 26,5 meter langt og er montert på synk med en helning på 10° fra horisontalen, mens ekstensometer MPBX2 er 36,7 meter langt og er montert på synk med en helning på 60° fra horisontalen. Hver av ekstensometrene har fire ankere som logger kontinuerlig.

Ingen betydelig deformasjon har blir målt fra disse to ekstensometrene i forbindelse med uttak av fjellhall 21 og 22. Det ble målt en negativ (-5 mm) deformasjon ved MPBX2 som skyldes sprengning på nivå 4 den 16.12.2021 i kort avstand fra MPBX2.

I tillegg ble det installert 14 stk. målingspunkt (måleprismer) i hver av fjellhallene for overvåking av deformasjoner (Figur 7). Av praktiske grunner ble målepunktene installert etter at nivå 3 og 4 var drevet i sin helhet. Det ble registrert størst deformasjon ved punkt 11-14 i vestre del av de to fjellhallene. Den største målte deformasjonen var 41 mm i punkt 12 i fjellhall 22 i uke 11 2022. Siden deformasjonen er ganske lav, blir måleresultatene i stor grad påvirket av nøyaktigheten til måleutstyret. Dette ser man eksempel på i påfølgende uke (uke 12), da målt deformasjon i samme punkt var redusert til 16 mm. På bakgrunn av dette er den største realistiske deformasjonen rundt punkt 11-14 estimert til ca. 20-30 mm. Deformasjonene langs nordre vegg i fjellhall 22 er høyere enn resten, noe som er forventet.




*Figur 7: Oversikt konvergensmålinger langs venstre side (søndre vegg) i fjellhall 21 og 22. Lokasjon 11 og 12 er også lokasjon 13 og 14 langs høyre side (nordre vegg) i fjellhall 21 og 22.*

# 4. NUMERISK MODELLERING AV FJELLHALL 23 OG 24

## 4.1 MODELLERINGSSTRATEGI

I forbindelse med prosjektering og numerisk modellering av fjellhall 23 og 24, har det vært viktig å ta utgangspunkt i resultater fra utførte bergspennings- og deformasjonsmålinger ved fjellhall 21 og 22. Fjellhall 21 og 22 og tverrtunnel er derfor inkludert i den numeriske modellen, slik at modellen kalibreres i forhold til målte spenninger og deformasjoner for å være gyldig.

## 4.2 BERGMASSENS INNDATAPARAMETERE

Bergmassens styrke og -stivhetsparametere er de viktigste i den numeriske analysen. Ifølge Generaliserte Hoek-Browns bruddkriterium [7] [8], er bergmassen antatt isotrop, men både svakere og mykere enn massivt berg. Reduksjonen av styrken og stivheten er bestemt fra estimering av bergmassekvaliteten, som er beskrevet som GSI (Geological Strength Index).

Det er utført laboratorieundersøkelser av bergartenes styrke og stivhet for intakt berg av til sammen 19 bergprøver. De valgte bergartsparameterne benyttet i FEM analysen er oppsummert i Tabell 2 og representerer medianverdien av prøveresultatene. Sprengningsfaktor D er satt til 0, da det erfaringsmessig er lite sprengningsinduserte skader langs kontur i fjellhall 21 og 22. Det vises til bilder på Figur 3 og Figur 4 som eksempel. mi =26 er best praksis anbefalt fra Rocscience for bergarten amfibolitt.

*Tabell 2: Estimerte bergartsparametere og bergmasseklassifisering, granittisk gneis/amfibolitt.*

| Beskrivelse | Parametere | Verdi |
|---|---|---|
| Bergartsparametere | Enhetsvekt | 0,02591 MN/m$^3$ |
| | E-modul | 39,2 GPa |
| | Poissons tall | 0,091 |
| | Enaksiell trykkstyrke, UCS | 197,1 MPa |
| | $m_i$ | 26 |
| Bergmasseklassifisering, GSI | GSI [8] [7] | 85 |
| | Residual $GSI_{res}$ [9] | 35 |
| Utførelse | D (sprengningsfaktor) | 0 |

GSI er i stor grad estimert basert på erfaringen fra fjellhall 21 og 22. Bergmassen er beskrevet som massiv og intakt med få sprekker som diskutert i seksjon 3.2.3. Derfor er bergmassen estimert med GSI lik 85. På grunn av harde og sprø bergarter, ifølge Cai [9]., er residual GSI estimert som 35. Derfor, med generaliserte Hoek & Brown [8] [7] og Hoek & Diederichs [10] metodene, er bergmassens styrke og stivhet i topp og residual tilstand estimert som presentert i Tabell 3.

*Tabell 3: Oppsummering av bergmassens styrke og E-modul beregnet ved hjelp av den generaliserte Hoek & Brown [8] [7] og Hoek & Diederichs [10] metoden.*

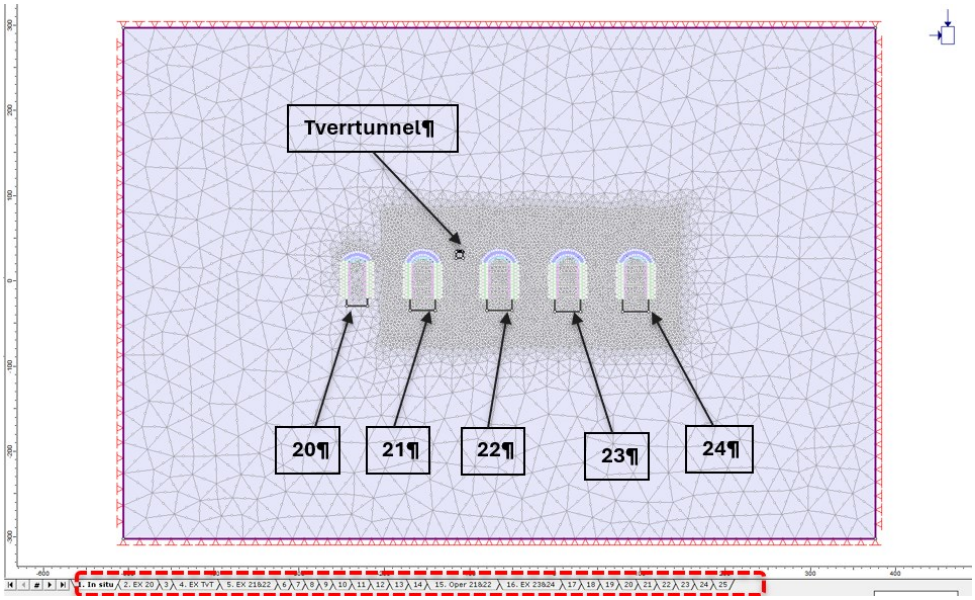
| Inndata parameter | | Granittisk gneis/amfibolitt | |
|---|---|---|---|
| | | GSI=85<br>Topp GSI i softening modellen | GSI=35<br>Residual GSI i softening modellen |
| Styrke til bergmasse | $m_b$ | 15,217 | 2,551 |
| | s | 0,189 | 0,00073 |
| | a | 0,5 | 0,516 |
| | Strekkfasthet | 2,447 MPa | 0,056 MPa |
| | Trykkfasthet | 85,607 MPa | 4,746 MPa |
| Bergmassens E-modul | | 36,322 GPa | 4,445 GPa |

## 4.3 BERGSIKRING

Bergsikring er inkludert i RS2 modellering. Fjellhallene vil ha en midlertidig karakter og det vil dermed hovedsakelig utføres arbeidssikring med sprøytebetong, spenntau (ikke forspente kabler) og bolter. Sprøytebetongtykkelsen er variert fra 6-10 cm. Bolter har varierende lengde mellom 4-6 m og senteravstand c/c 2,0 m og monteres i heng og vegger. Spenntau består av to stykker 15,24mm lisser med lengde 7 m med senteravstand c/c 4 m som monteres i vegger.

## 4.4 BYGGETRINN

Det er totalt 25 byggetrinn i RS2 modellen, se Figur 8. Detaljert forklaring av de 25 byggetrinnene er oppsummert i Tabell 4. I praksis blir fjellhallene sprengt ut i til sammen fem nivåer. Bergsikring installeres fortløpende etter uttak av hvert nivå. I RS2 installeres bergsikring tilhørende et berguttak alltid et byggetrinn etter byggetrinnet for selve berguttaket. Fjellhall 20 består av to byggetrinn; et trinn for felles berguttak og et trinn for sikring av fjellhallen. Fjellhall 21-24 består av ni byggetrinn; fem trinn for uttak av berg i fem nivåer og 4 trinn for fortløpende sikring av de fire øverste nivåene.

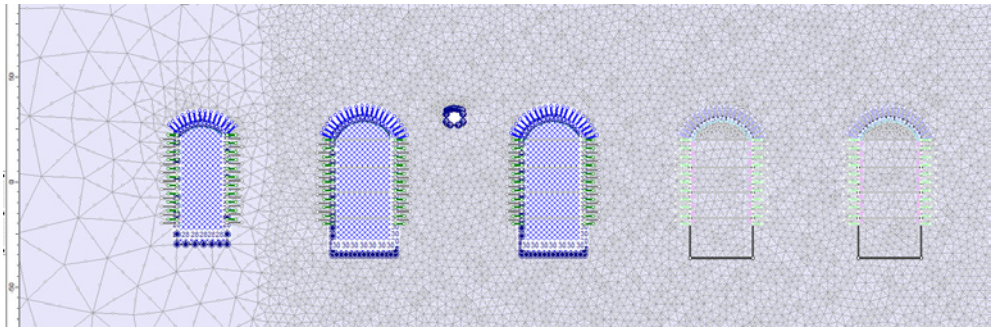



*Figur 8: Oversikt av RS2 modellen og mesh for trinn 1 in-situ tilstand. Byggetrinnene er markert i bunn av figuren.*

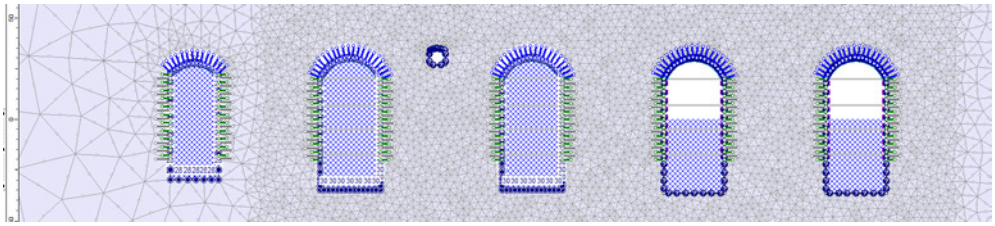
*Tabell 4: Beskrivelse av de 25 byggetrinnene i RS2 modell.*

| Nr | Tilstand | RS2 Byggetrinn | Beskrivelse |
|---|---|---|---|
| 1. | In situ | 1<br>(Figur 8) | In-situ tilstand uten uttak av fjellhaller eller tverrtunnel |
| 2. | Eksisterende tilstand<br>(fjellhall 20-22 og tverrtunnel) | 2-3 | Uttak av fjellhall 20 (byggetrinn 2) og installering av bergsikring i hall 20 (byggetrinn 3). |
| | | 4 | Uttak av tverrtunnel mellom fjellhall 21 og 22 |

| Nr | Tilstand | RS2 Byggetrinn | Beskrivelse |
|---|---|---|---|
| | | 5-14 | Uttak av fjellhall 21 og 22 i fem nivåer og installering av bergsikring etter hvert nivå. Uttak av fjellhall 21 og 22 er utført samtidig. |
| | | 15<br>(Figur 9) | Driftstilstand i fjellhall 21 og 22 (væskenivå i nivå med topp heng). |
| 3 | Videre uttak (fjellhall 23 og 24) | 16-25<br>(Figur 10) | Uttak av fjellhall 23 og 24 i fem nivåer og installering av bergsikring etter hvert nivå. Uttak av fjellhall 23 og 24 er utført samtidig. |



*Figur 9: Byggetrinn 15, eksiterende driftstilstand av fjellhall 20 til 22.*

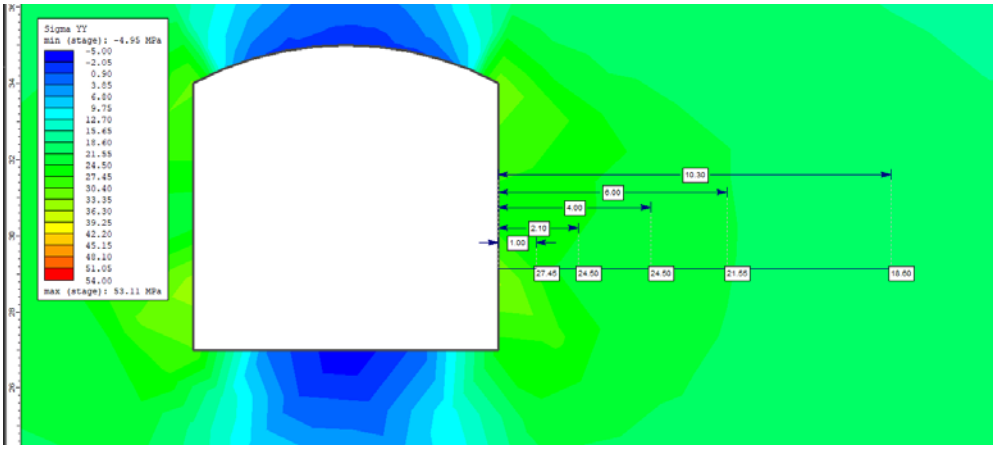


*Figur 10: Byggetrinn 25, ferdig uttak og sikring av fjellhall 23 og 24*

## 4.5 ANALYSERESULTATER – KALIBRERING AV FJELLHALL 21 OG 22

### 4.5.1 Kalibrering til målte bergspenninger

Etter uttak av fjellhall 21 og 22 (byggetrinn 14 ifølge Tabell 4), er numerisk modellert spenning og deformasjon blitt kalibrert og sammenlignet med målte spennings- og deformasjonsmålinger i praksis. Dette for å validere den numeriske modelleringen.




*Figur 11: RS2 beregnet vertikalspenning med tilsvarende avstand fra Tverrtunnel, softening modell ($GSI_{res}$=35), byggetrinn 6.*

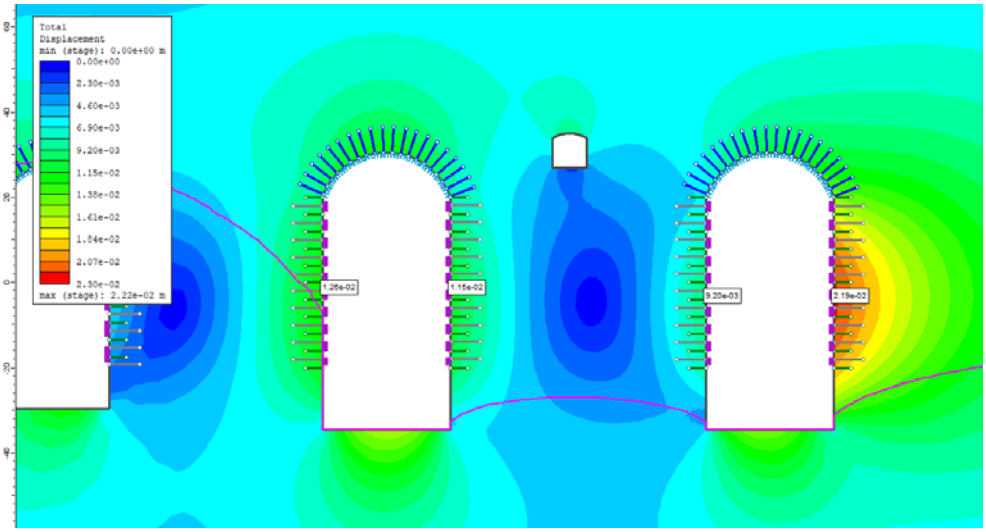
Vertikalspenningene ble målt ved pel 140 i Tverrtunnel mellom fjellhall 21 og 22 ved 2D spenningsmåling med overboring (Doorstopper) [6]. Lokasjon til spenningsmålingene vises i Figur 11. Spenningene ble målt etter driving av takskiven på fjellhall 21 og 22 og samsvarer med beregningsresultater i byggetrinn 6 i RS2 modell. Det ble også målt spenninger i forbindelse med videre pallvis uttak av fjellhallene. Vertikale spenninger er målt hhv. 1 m, 2,1 m, 4 m, 6 m og 10,3 m fra utsprengt vegg i Tverrtunnel. Sammenligning av måleresultater og numeriske modelleringsresultater er presenter i Tabell 5. Generelt stemmer modellerte spenninger ganske godt i dybden, men differansen mellom målt og modellert spenning er størst nærmest tunnelveggen. Dette skyldes sannsynligvis lokale spenningskonsentrasjoner ifb. med uttak og/eller størrelse på mesh lokalt nærmest utsprengt bergoverflate.

*Tabell 5: Oppsummering av målte og RS2 modellerte vertikalspenninger.*

| **Beskrivelse** | **Avstand fra Tverrtunnel** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **1,0 m** | **2,1 m** | **4,0 m** | **6,0 m** | **10,3m** |
| Målte vertikalspenninger | 34,6 (MPa) | 29,3 (MPa) | 23,7 (MPa) | 23,3 (MPa) | 24,6 (MPa) |
| RS2 modellerte vertikalspenninger | 27,5 (MPa) | 24,5 (MPa) | 24,5 (MPa) | 21,6 (MPa) | 21,6 (MPa) |

### 4.5.2 Kalibrering til målte deformasjoner

Numerisk modellert deformasjon har blir kalibrert mot målte deformasjoner fra ekstensometer og konvergensmålinger. Som diskutert i seksjon 3.3, kan det forventes at den høyeste realistiske deformasjonen ligger mellom 20-30 mm, noe som stemmer ganske bra med numerisk modellert deformasjon som vist i Figur 12. Det er derfor konkludert med at RS2 numerisk modell er verifisert med praksis og driving av fjellhall 21 og 22.




*Figur 12: Deformasjoner i fjellhall 21 og 22 etter utsprengning og sikring i softening modell. Den høyeste deformasjonen er rundt 22 mm langs nordre vegg i fjellhall 22.*

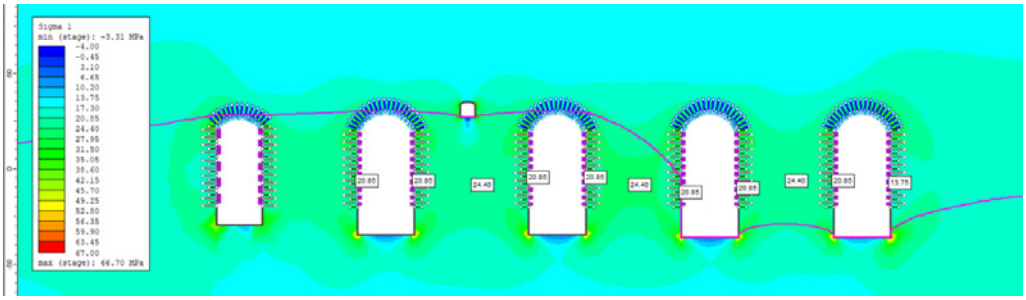
## 4.6 ANALYSERESULTATER – VIDERE FJELLHALL 23 OG 24

Resultater fra numerisk modellering av videre uttak av fjellhall 23 og 24 i byggetrinn 16-25 er presentert i Figur 13, Figur 14, Figur 15 og Figur 16. Figur 13 viser konturplot av største hovedspenning (σ1). Figur 14 viser minste hovedspenning (σ3) med negative verdier, noe som betyr strekkspenninger i bergmassen. Figur 15 viser total deformasjon ved brudd i bergmasseelementer og bergsikring som inkludere bergbolter, spenntau og sprøytebetong.

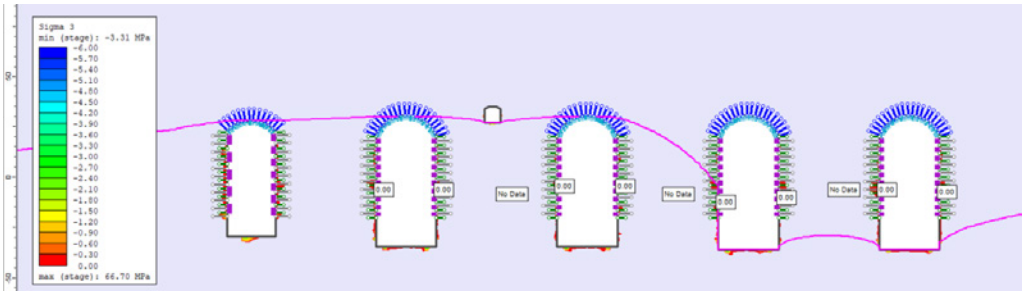
Største hovedspenning (σ1) i pilar mellom fjellhallene, for eksempel fjellhall 23 og 24, er rundt 24,4 MPa, noe som er signifikant mindre enn trykkfastheten til bergmassen (85,6MPa) som vist i Tabell 3. Minste hovedspenning ($\sigma_3$) med negative verdier (strekkspenning) er begrenset til utsprengt kontur i fjellhallene. Dette er normalt, og betyr at det kan forekomme trykkbrudd i overflaten langs kontur (dette betyr avskalling i praksis), men med begrenset dybde inn i bergmassen.

Figur 15 viser total deformasjon ved brudd i bergmasseelementer og bergsikring. Den største beregnede deformasjonen er ca. 23 mm i nordre vegg i fjellhall 24. Det tilsvarer målt og beregnet deformasjon i fjellhall 22. Modellen viser at det er ingen brudd i bergbolter og spenntau, men det finnes bruddelementer langs sprøytebetong. Bruddelementer i sprøytebetong i modellen betyr mulig oppsprekking av sprøytebetong i praksis.

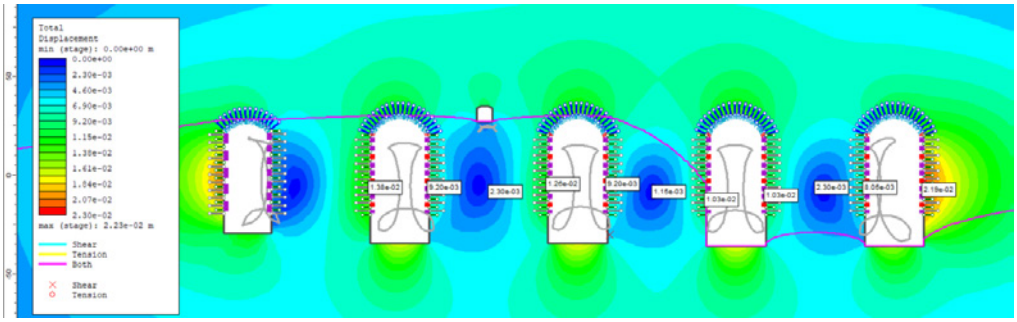
Styrkefaktor (Figur 16) i RS2 beregnes som forholdet mellom bergmassens styrke og de induserte bergspenningene. Konseptet ligner definisjonen av sikkerhetsfaktor. Modelleringsresultatene viser at styrkefaktoren for pilarene mellom fjellhallene generelt er over 1,2-1,35, noe som betyr at pilarene er stabile. Styrkefaktoren til bergmassen rundt fjellhallene ligger rundt 1,0, noe som er normalt. Bergmassen som ikke viser farger i (Figur 16) betyr at styrkefaktor >1,5.



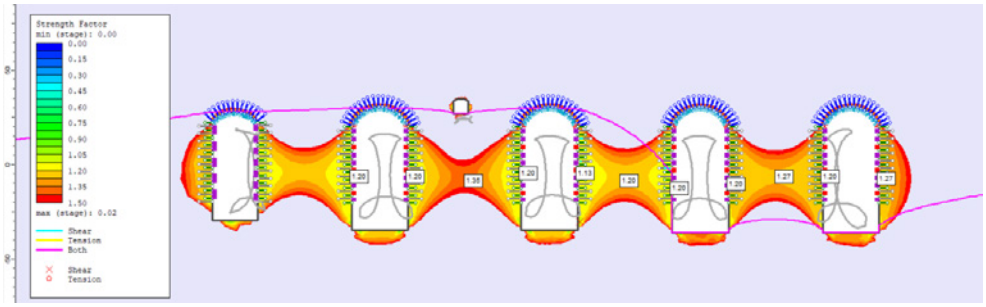

*Figur 13: Største hovedspenning ($\sigma_1$), fjellhall 23 og 24 ferdig utsprengt og sikret ved byggetrinn 25.*




*Figur 14: Minste hovedspenning ($\sigma_3$) med negativ verdier (strekkspenning), fjellhall 23 og 24 ferdig utsprengt og sikret ved byggetrinn 25.*




*Figur 15: Total deformasjon, brudd i bergmasse og bergsikring, deformasjon langs kontur, ferdig utsprengt og sikret fjellhall 23 og 24 ved byggetrinn 25.*




*Figur 16: Styrkefaktor for bergmasse mellom fjellhaller begrenset til 0-1,5. Området som ikke viser farger betyr styrkefaktor >1,5.*

## 5. KONKLUSJON OG LÆRINGSPUNKTER

Basert på praktisk erfaring fra fjellhall 21 og 22 og utført RS2 modellering beskrevet over, er følgende vurdert som gjeldene i forbindelse med prosjektering og driving av fjellhall 23 og 24:

- RS2 modell har blitt kalibrert i forhold til utførte bergspennings- og deformasjonsmålinger fra driving av fjellhall 21 og 22 som ligger innenfor 220 m fra fjellhall 23 og 24. Modellen vurderes dermed å være realistisk og representativ i praksis. Usikkerheten til inndataparametere er lav, og et stort omfang sensitivitetsanalyser av inndataparametere er dermed ikke vurdert som nødvendig.
- Stabiliteten til fjellhallen 23 og 24 vurderes som tilfredsstillende etter utført RS2 modellering. Konturplott av brudd av bergmasseelementer, hovedspenninger og styrkefaktor viser at pilarene mellom fjellhallene er i god stabilitetstilstand med tilstrekkelig avstanden mellom fjellhallene (pilarene).
- Planlagt bergsikring er generelt stabil, men det kan oppstå mindre sprekker i sprøytebetongen, spesielt i sprøytebetongen langs veggene i fjellhallene, hvor avskalling er forventet. Erfaringer tilsier at sekundær oppsprekking og sprak på grunn av høye bergspenninger må påregnes ved all tunneldrift i anlegget. Høye bergspenninger gir stedvis avskalling og behov for sikring med sprøytebetong og bolter på stuff for å ivareta arbeidssikkerheten under driving.
- Kombinasjonen av eventuelle gjennomgående svakhetsplan langs fjellhallene, kan potensielt medføre større kileutglidninger i heng og vegger grunnet fjellhallens store dimensjoner. Dette må følges opp og verifiseres av ingeniørgeolog i forbindelse med driving av fjellhallene slik at totalstabiliteten blir ivaretatt.

## REFERANSER

[1] Multiconsult, «611113-03-RIGberg-RAP-002 Sluttrapport Fjellhall 21 og 22,» 2023.

[2] H. E., C. T.G. og M. Diederichs, «Quantification of the Geological Strength Index Chart,» *47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symp.,* 2013.

[3] R.P.Bewich, P. Kaiser og F. Amann, «Strength of massive to moderately jointed hard rock masses,» *Jornal of Rock Mechanics and Geotechncial Engineering,* vol. 11, p. 562e575, 2018.

[4] M. Cai, P. Kaiser, H. Uno, Y. Tasaka og M. Minam, «Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system.,» 2004.

[5] SINTEF, «102022307-10 2021:00018 Bergspenningsmåling ved Boliden Odda Fjellhall,» 2021.

[6] E. Hoek, C. Carranza-Torres og B. Corkum, «Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition,» 2002.

[7] E. Hoek og E. Brown, «The Hoek – Brown failure criterion and GSI – 2018 edition,» 2018.

[8] M.Cai, P. Kaiser, Y. Tasaka og M. Minami, «Dertermination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system,» *Internation Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences ,* vol. 44, pp. 247-265, 2006.

[9] E. Hoek og M. Diederichs, «Empirical estimation of rock mass modulus,» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,* vol. 43 (2), pp. 203-215, 2006.

[10] F. S. Arnesen, «Arbeider Med Høye Tverrsnitt. Valg Av Metode For å Oppnå Sikkerhet. Stor Fjellhaller Boliden Odda AS.,» i *Fjellsprengningsteknikk Bergmekanikk/Geoteknikk 2006*, Oslo, 2006.

# NETTARMERT SPRØYTEBETONG I STEDET FOR SPRØYTEBETONGBUER?

## Mesh reinforced shotcrete instead of reinforced ribs of shotcrete?

Kim Runar Søgnen Haugsbø, Fagansvarlig tunnel Sotrasambandet, Statens vegvesen Utbygging

## SAMMENDRAG

Innledning med presentasjon av ingeniørvitenskapens metode etter Koen. Kort presentasjon av Sotrasambandet, Drotningsviktunnelen og kryssingen av Kipledalen. Presentasjon av data fra sonen under Kipledalen. Inndeling av oppgaven med dimensjonering av bergsikring i to regimer, med og uten behov for lastbærende sikring. Gjennomgang av noen forslag til løsning i overgangssonen mellom disse. Eksempler på overdimensjonert og underdimensjonert sikring. Gjennomgang av Statens vegvesens håndbøker med hensyn på ingeniør-geologisk oppfølging under driving og i driftsfase.

## SUMMARY

Introduction with a presentation of the engineering method as Koen explains it. Short presentation of Sotrasambandet, the Drotningsvik tunnel, and the crossing of Kipledalen. Presentation of data from the zone below Kipledalen. Division of the task of designing rock support into two regimes, with and without the need for load bearing support. Review of several suggestions for solutions in the transition zone between these. Examples of overly strong and too weak rock support. Review of the guidelines of the Norwegian Public Roads Administration with respect to how engineering geology is attended to in the construction phase as well as in the operations phase.

## INNLEDNING

### The engineering method

Billy Vaughn Koen ga i 1985 ut boken *Definition of the Engineering Method,* Der han beskriver forskjellene mellom *vitenskap* og det vi på norsk kaller *ingeniørvitenskap*, og definerer *ingeniørvitenskapens metode* som motsetning til *den vitenskapelige metode*.

Hans forslag til definisjon på denne metoden lyder slik:

> The strategy for causing the best change in a poorly understood or uncertain situation within the available resources. (Koen *(1985, s. 10))*

Senere i boken gjør Koen (1985, s. 28) det klart at dette skjer ved bruk av heuristikker, og han bruker mesteparten av boken på å definere og gi eksempel på

heuristikker. La oss derfor omformulere dette til:

**[The use of heuristics] for causing the best change in a poorly understood or uncertain situation within the available resources**

Omtrent slik ser det også ut til å være formulert i senere verk av Koen.
Vi kan oversette dette til:

**Bruk av heuristikker for å skape den beste mulige endring i en uoversiktlig situasjon gitt tilgjengelige ressurser.**

Koen begynner definisjonen av ordet *heuristikk* med å si at det er hva som helst som fører en nærmere løsningen på et problem, eller som gjør situasjonen mer oversiktlig, men som til syvende og sist ikke er begrunnet eller mulig å begrunne, og også feilbarlig. Koen, (1985, s. 21).

Definisjonene over er så rommelige at all problemløsning passer inn i dem. Koen ville inkludere all menneskelig aktivitet som er rettet mot å løse praktiske problemer i sin definisjon, og han ville kalle alle som løser denne typen problemer for ingeniører. Det er her ikke noe skille mellom fagarbeideren og ingeniøren, men det går et skille mot vitenskapen, som søker andre ting enn løsningen på praktiske problemer.

Metoden kan deles i fire deler:

1. beste mulige endring (Hva er det vi vil oppnå?)
2. en uoversiktlig situasjon (Hva vet vi om situasjonen vi vil skape endring i?)
3. tilgjengelige ressurser (Hva er tilgjengelig for å skape endringen?)
4. bruk av heuristikker (Hvordan går vi frem for å bestemme oss, for å skaffe oss mer oversikt, for å forkaste eller velge mulige løsninger?)

Dette begrepsapparatet kan være nyttig for å forstå sine egne og andres valg når beslutninger blir tatt.

Takk til Sotra Link og PINI for utvist velvillighet under dette arbeidet.

**SOTRASAMBANDET**
Sotrasambandet er et OPS-prosjekt som når det gjelder underjordsarbeider omfatter ca. 4,5 km toløps tunnel på hovedveg, i tillegg til ramper, rømningstunneler, sykkeltunneler, og for hengebroen forankringskammer, spredekammer og adkomsttunneler. OPS-modellen og størrelsen på prosjektet medfører at utenlandske entreprenører som spesialiserer seg på denne kontraktsformen viste interesse, og også fikk kontrakten.

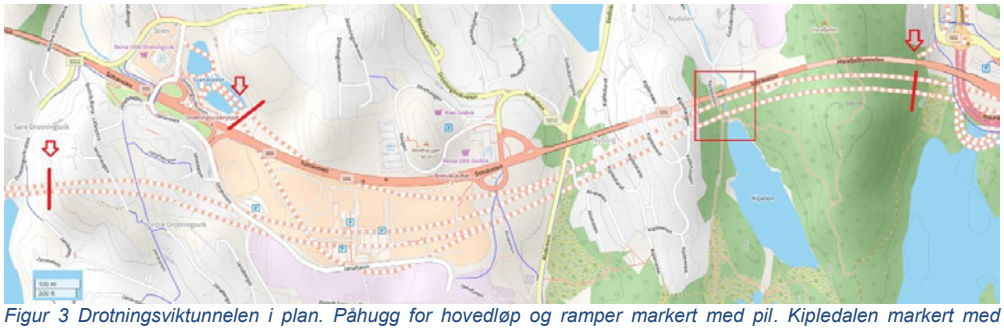
Statens vegvesen har inngått kontrakt med Sotra link AS om finansiering, prosjektering, bygging og drift og vedlikehold i et antall år. Sotra link AS har i sin tur forskjellige kontraktspartnere for å innfri disse forpliktelsene, blant annet en totalentreprise for prosjektering og bygging av anlegget med Sotra link construction JV (CJV). Se Figur 1.

*Figur 1 Kontraktsstruktur Sotrasambandet*

CJV har engasjert et antall norske og utenlandske konsulenter for å prosjektere, og et antall norske og utenlandske underentreprenører for å bygge anlegget. En del gjør CJV i egen regi, blant annet mesteparten av tunnelproduksjonen. PINI prosjekterer bl.a. tunnelene. Det er en egen kontrakt for drift og vedlikehold med Intertoll.

**Drotningsviktunnelen**

Drotningsviktunnelen med ramper er den lengste og mest kompliserte av de fire vegtunnelene på Sotrasambandet. Figur 2 viser Drotningsviktunnelen i plan, og Figur 3 viser utklipp fra modell med ulike standardprofil.

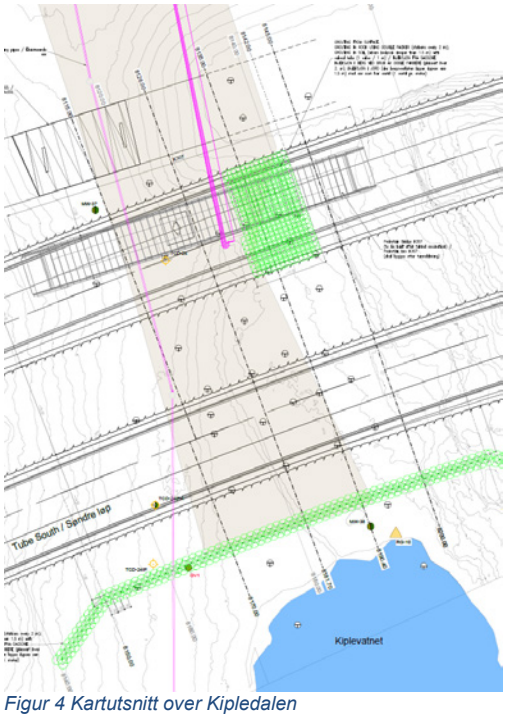


*Figur 3 Drotningsviktunnelen i plan. Påhugg for hovedløp og ramper markert med pil. Kipledalen markert med rektangel*

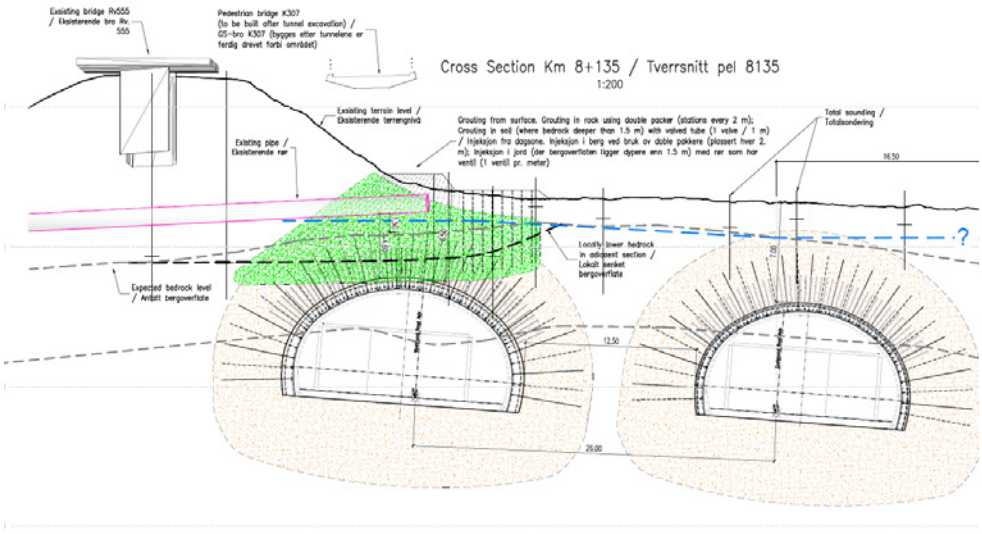
*Figur 2 Utklipp fra modell. Drotningsviktunnelen med ramper, rømningstunneler, etc. Brun = T13, grønn = T9,5, lilla = T7,5, turkis = T4*

**Kipledalen**

Kryssingen av Kipledalen er den antatt mest krevende strekningen for tunneldriving på Sotrasambandet. Nær den østre enden passerer hovedløpene under Kipledalen med bergoverdekning ned mot 1 m og total overdekning ned mot 6 m. Profilet er T13, utsprengt tverrsnitt har spenn på ca. 17 m. Delvis over tunnelen er fylling for en bro på eksisterende Rv. 555. I ettertid skal en ny sykkelveibro fundamenteres over tunnelene, se Figur 4 for kartutsnitt og Figur 5 for tverrsnitt.



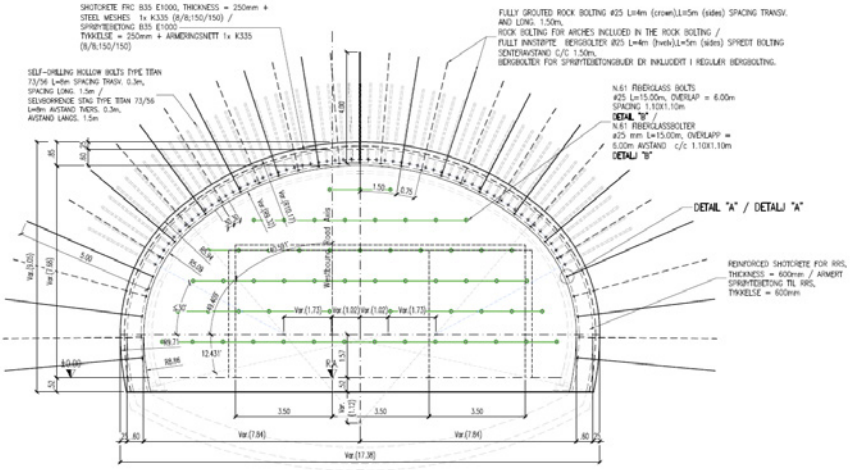

*Figur 4 Kartutsnitt over Kipledalen*



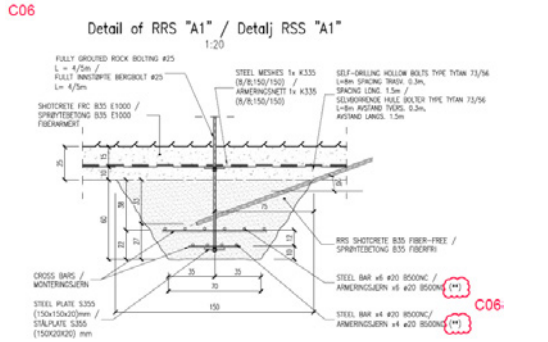

*Figur 5 Tverrsnitt Kipledalen pel 8190 sørlig løp (pel 8135 nordlig løp)*

**Bergsikring under Kipledalen**

Sikringskonseptet brukt under denne kryssingen er fiber- og nettarmert sprøyte-betong med enkle (sikringsklasse IVb) eller doble (sikringsklasse V*) sprøytebetongbuer under. Ved behov brukes selvborende stag som forbolting i stedet for kamstål. Se Figur 6 for prinsipp for det tyngste alternativet.




*Figur 6 Tverrsnitt sikringsklasse V**



*Figur 7 Detalj RRS "A1"*

Drivingen er kommet lengst i det sørlige løpet, derfor er det i det videre fokusert på dette løpet.

**Nettarmering**

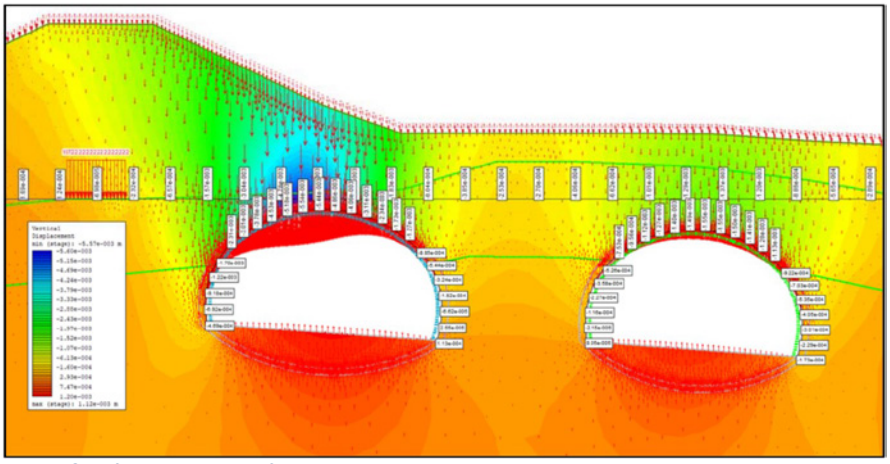
Det er brukt i snitt 44 m^2 nettarmering per tunnelmeter for sørlig løp gjennom sonen under Kipledalen. Med fratrekk for to ruter omfar på tvers av profilretningen og med 27 m buelengde er det brukt ca. 1,5 ganger mer nett enn det teoretisk sprengningsprofil skulle tilsi. Dette kan betraktes dels som en «ruhetsfaktor» som kommer av tilpasning til utsprengt profil, og dels som overlapp mellom salver.

**Deformasjoner**

**Modellert deformasjon**

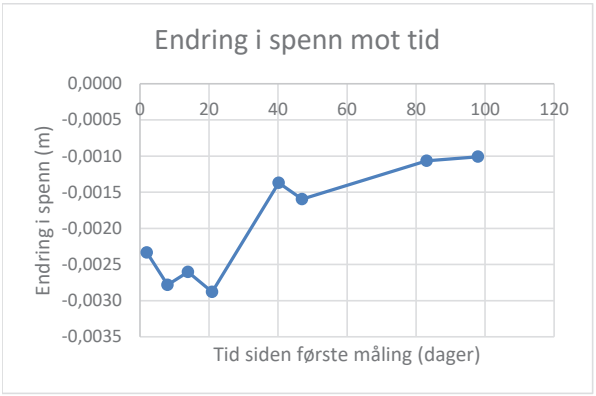
Endelig-element-modellering gir deformasjoner i størrelsesorden 1-2 mm i heng i sørlige løp for dagens situasjon, dvs. etter driving men før tillegg av belastning fra konstruksjonen som skal fundamenteres over nordlige løp. Et snitt er vist i Figur 8.

Modellen tar hensyn til deformasjon som skjer før sikringen blir installert. 3 m salvelengde er brukt som inngangsparameter i modellen for å ivareta dette.

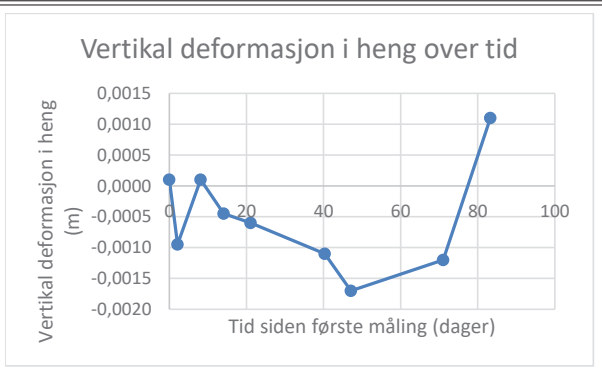

*Figur 8 Snitt fra FEM pel 8190 for sørlig løp (til høyre)*

**Målt deformasjon**

Den nærmeste buen til snittet over som har vært målt deformasjoner på står på pel 8188. Q-verdi for de nærmeste salvene er ca. 0,2-0,4. Figur 9 viser endring i avstand mellom høyre og venstre vegg over tid for denne buen. Figur 10 viser vertikal deformasjon i heng over tid.




*Figur 9 Endring i spennvidde over tid for bue på pel 8188 sørlig løp*




*Figur 10 Vertikal deformasjon i heng for bue på pel 8188 sørlig løp*

Der buen ble montert ble 15 cm fiberarmert betong sprøytet samme dag som området ble frisprengt, deretter ble nettarmering montert og nye 10 cm fiberarmert betong sprøytet dagen etter. Tre dager senere ble første lag jern sprøytet inn, og enda to dager senere ble andre lag sprøytet inn. Fire korte og delte salver flyttet også i samme tidsrom stuffen 3,5 m lenger frem.

## DIMENSJONERING AV OG METODER FOR BERGSIKRING

Det finnes flere måter å gå frem på for å vurdere stabilitet og dimensjonere bergsikring.

Det finnes avanserte modelleringsverktøy som beregner tøyning og spenninger i sikringskonstruksjonen ut fra antatte eller målte materialegenskaper i bergmassen og sikringsmidlene.

Det finnes systemer som bygger på analyse av empiriske data om bergmassen og egenskaper ved bergrommet, installert sikring og påfølgende deformasjon eller kollaps. En bruker av et slikt system kan bruke egenskaper ved sin bergmasse og sitt bergrom for å få anbefalinger for nødvendig sikring.

Det finnes også enkle tommelfingerregler, skjønn og subjektive vurderinger.

Alle disse fremgangsmåtene har sin plass, og alle krever en eller annen form for oppfølging i etterkant. For denne oppfølgingen er det igjen flere muligheter, fra mer eller mindre avansert instrumentering og måleverktøy til enkle observasjoner og bruk av håndverktøy.

Av sikringsmidler finnes det også et visst utvalg.

**To regimer for bergsikring**

Målet er, hvis mulig, å gjøre bergmassen selvbærende. Overflaten og bergmassen relativt nær bergrommet bindes sammen, og en viss deformasjon tillates. Dette omfordeler spenninger rundt bergrommet, avlaster den nærmest liggende bergmassen, og gjør at en bue- eller bjelkevirkning oppnås i selve berget. For å oppnå dette brukes fiberarmert sprøytebetong og bergbolter installert til rett tid.

Ved dårligere berg der det ikke lar seg gjøre å hjelpe bergmassen til å bære seg selv er det nødvendig på ett eller annet vis å støtte den opp med tyngre sikring, som nå ikke bare skal forsterke bergmassen, men også selv bære en stadig større last fra omgivelsene. Ved økende sikringstrykk og mindre bæreevne i bergmassen blir geometrien stadig viktigere, siden en bue eller en ring er den sterkeste formen. Dette betyr etter norsk praksis at det installeres sprøytebetongbuer tilpasset teoretisk tunnelprofil, se blant annet Figur 11 b).

**Overgangen mellom å forsterke og å bære**

Det er i virkelige bergmasser en glidende overgang mellom regimene beskrevet over. Ved dimensjonering av bergsikring er det derimot ofte en skarp overgang fra det ene til det andre. For eksempel definerer Statens vegvesens håndbok N500 sikringsklasser for T8,5-T12,5, der overgangen går ved Q=0,2 (Statens vegvesen, 2024).

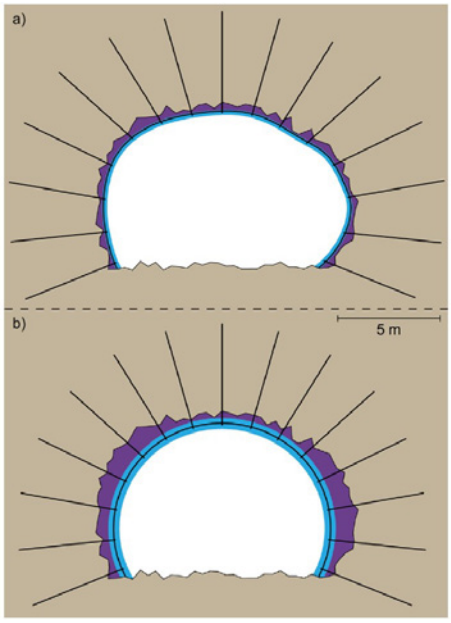
I denne overgangen kan det være muligheter for å bygge lettere sikringskonstruksjoner. Situasjoner der man har nytte av noe avretting mot en mer gunstig geometri, og en bergsikring som må ta visse laster, men der det ikke er nødvendig med avretting til teoretisk tunnelprofil og montering av fullverdige sprøytebetongbuer.

Det er verdt å merke seg at en betydelig deformasjon av bergmassen ofte blir observert før virkelige stabilitetsproblemer. Hoek (2006) foreslår 1% tøyning som grensen for når stabilitetsproblemer kan forventes.

**Foreslåtte løsninger**

Noen mulige løsninger for bruk i denne overgangssonen er her presentert.

### Tynnere buer eller buer med avvikende geometri




*Figur 11 Sprøytebetongbue med og uten full avretting og buevirkning. Etter Høien, gjengitt med*

*Grimstad med flere (2002)* anbefaler å anse en del av avrettingen av fiberarmert sprøytebetong som del av buen når man er i denne overgangssonen. I praksis betyr dette å sprøyte en tynnere bue, eller minimere avrettingen. I tillegg foreslås det å observere arbeids-sikringen for deformasjoner før man endelig dimensjonerer sprøytebetong-buene i ekstremt dårlige bergmasser.

Når det gjelder buer med geometri avvikende fra den ideelle er det kjent at det er installert mange slike, spesielt tidlig i sprøytebetongbuens historie. Se Figur 11. De fleste av disse står nok godt den dag i dag. *Høien (2024)* gjennomgår dette grundigere.

### En mer helhetlig vurdering av behov for tyngre sikring, og mer bruk av konvergensmålinger

*Høien med flere (2019)* poengterer at det er små deformasjoner i norske tunneler, og dette gjelder også de fleste svakhetssoner som ikke ligger veldig dypt. Det er små spenninger, og selv svært svake bergmasser trenger ofte mindre sikring enn det som blir installert. Deres foreslåtte endring fra dagens praksis er at ved Q-verdi under 0,4 å bruke GSI i tillegg til Q-systemet, og ta hensyn til en del andre parametere ved den konkrete situasjonen for å vurdere om det er behov for lastbærende sikring, og gjøre mer bruk av konvergensmålinger for å verifisere valgt løsning.

### Andre sikringsmidler, som nettarmering

Et nettarmert skall av sprøytebetong skulle også kunne være nok til å gi bergmassen den nødvendige støtte i noen av disse situasjonene, med oppfølging i ettertid for å kontrollere stabiliteten. Bruken av nettarmering har imidlertid blitt kritisert på grunn av problemer med fullstendig innsprøyting, korrosjon og SHA-hensyn, se *Barton og Grimstad (2014)*.

### Sprøytebetongbuer med stor overkapasitet

Det har blitt utført noen forsøk med instrumentering av sprøytebetongbuer. *Høien og Nilsen (2019)* konkluderer med at buene som ble installert hadde stor overkapasitet. *Grimstad med flere (2008)* presenterer resultatene fra to forsøk. I det ene forsøket med relativt stor overdekning ser man at buene hadde stor overkapasitet, og ble belastet langt lavere enn forutsett. Man mener dette er fordi spenninger omlagres og gjør bergmassen i stand til å bære mye av lasten selv i såpass dårlig bergmasse (Q = 0,01-0,02 for sona og Q = 0,05 i sideberg).

For det andre forsøket i *Grimstad med flere (2008)*, dette med liten overdekning, ble det konkludert med at det meste av sikringstrykket nok bæres av arbeidssikringen

bestående av sprøytebetong og bolter, og at buenes kapasitet i svært liten grad er utnyttet.

**Underdimensjonert sikring, ras i norske tunneler**

I ekspertgruppens rapport av *Nilsen med flere (2007)* fra raset i Hanekleivtunnelen oppsummeres tilfeller av ras i norske tunneler, basert på en rapport fra 90-tallet. Rastilfellene deles i tre kategorier. Langt de fleste tilfeller sies her å være ras i vanntunneler etter oppfylling (kategori 2), deretter ras på stuff under driving (kategori 1) og til slutt ras etter ferdigstilling i tørre tunneler (kategori 3). I kategori 3 var kun to tidligere tilfeller kjent når rapporten kom ut.

For ras i kategori 1 angis årsak som manglende beredskap, feilvurdert vanskelighetsgrad og manglende tilpasning av driving og sikring til forholdene.

For tidligere ras i kategori 3 angis ikke årsak direkte, men beskrivelsen avsluttes med at oppfølging må tas alvorlig i «drivefasen så vel som i bruksfasen». Når det gjelder raset som var gjenstand for rapporten, handler de fleste anbefalingene om at bedre ingeniørgeologisk oppfølging er nødvendig. I tillegg beskrives det som et tankekors at *mengden av interne retningslinjer, prosedyrer, håndbøker etc. er blitt så stor, at det kan være vanskelig for aktørene å bevare oversikten.*

**Geologisk oppfølging i Statens vegvesen**

Statens vegvesen har et antall håndbøker som omtaler ingeniørgeologisk oppfølging. Noen spesifikke roller er tildelt ansvar. Det er også en del definerte krav til hvordan ansvaret skal ivaretas.

**Relevante håndbøker, rapporter og utvalg av krav til ingeniørgeologisk oppfølging**

Håndbok *N500 Vegtunneler* har detaljerte krav om hva som skal kartlegges, og også krav til oppfølging bak stuff med kontroll av bergsikring før tunnelen kles med vann- og frostsikring. For oppfølging i driftsfasen angis dette i krav til innhold i ingeniørgeologisk sluttrapport fra tunneldrivingen, der det skal angis inspeksjonsrutiner for berg og bergsikring i driftsfasen, med behov, hyppighet og spesielle områder. *Statens vegvesen (2024)*. Det er altså prosjektorganisasjonen under bygging som legger føringene for oppfølging i driftsfasen.

Håndbok *R761 Prosesskode 1* stiller krav til medvirkning fra entreprenør når byggherren utfører kartlegging etter prosess 33.61: Bas eller formann skal være til stede og bidra med opplysninger. *Statens vegvesen (2018)*.

Håndbok *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel* har i kapittel 4.9 detaljerte krav til den utvidete kontroll (tredjepartskontroll) av byggherrens oppfølging som følger av prosjektklasse etter Eurokoden. Kapittel 5.3 gir visse anbefalinger for hvordan inspeksjoner kan utføres, og viser videre til Håndbøkene *R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift*, *R211 Feltundersøkelser* og *Rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler* for beskrivelse av metoder. *Statens vegvesen (2023)*.

Håndbok *R511 Sikkerhetsforvaltning av riksvegtunneler* definerer *tunnelforvalters*

ansvar for å sørge for at *nødvendige inspeksjoner gjennomføres,* blant annet inspeksjoner av berg og bergsikring. I tillegg blir det pålagt *Sikkerhetskontrollør* å kontrollere at *inspeksjoner er planlagt og gjennomført med riktig frekvens og dokumentasjon. Statens vegvesen (2021).*

Håndbok *R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under drift* har detaljerte føringer for hvordan inspeksjoner skal gjennomføres for å ivareta SHA-hensyn. Viser til *R211 Feltundersøkelser* for praktisk gjennomføring. Det forutsettes her at inspeksjonene bak hvelv *primært gjennomføres fra bakkenivå. Statens vegvesen (2020).*

Håndbok *R211 Feltundersøkelser* har detaljer om både oppfølging under driving og inspeksjoner i driftsfasen, i tillegg til kapitler om konvergensmåling, deformasjonsmåling, og diverse instrumentering for overvåkning av stabilitet. Håndboken viser til *R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger* for inspeksjonsintervall. *Statens vegvesen (2024)*.

Håndbok *R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger* angir minimumsfrekvens for inspeksjon av berg og bergsikring til hvert 5. år dersom annet ikke er angitt, men viser til Håndbok N500 for spesifikk *inspeksjonsplan/rutiner*. Dette henger sammen med at utbyggingsprosjektet skal definere dette som del av sluttdokumentasjonen. *Statens vegvesen (2014)*.

Rapport nr. *199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler* går meget detaljert gjennom planlegging, gjennomføring og rapportering av inspeksjoner av berg og bergsikring. Denne viser til *NS 3424 Tilstandsanalyse for byggverk* og videre til dennes krav om vurdering mot et referansenivå fastsatt for hver enkelt tunnel. *Lindstrøm med flere (2013)*.

*Tunnelsikkerhetsforskriften* skal sikre at tunneler på riksveg og fylkesveg har tilstrekkelig sikkerhetsnivå *Lovdata (2020)*. Statens vegvesen har for å oppfylle denne en ordning der *tunnelforvalter* søker vegdirektoratet om *tillatelse til byggestart* og *brukstillatelse*. Ingeniørgeologisk sluttrapport fra tunneldrivingen med tilhørende inspeksjonsrutiner for berg og bergsikring inngår i dokumentasjonen som skal følge søknaden. *Statens vegvesen (2024)*.

**Roller med ansvar for ingeniørgeologisk oppfølging**

Noen roller er tildelt ansvar for ingeniørgeologisk oppfølging i ulike håndbøker.

*Tunnelforvalter*

*R511 Sikkerhetsforvaltning av riksvegtunneler* gir rollen *tunnelforvalter* ansvaret for å sørge for at *nødvendige inspeksjoner gjennomføres,* blant annet inspeksjoner av berg og bergsikring. *Statens vegvesen (2020, s. 12)*.

*Sikkerhetskontrollør*

*R511 Sikkerhetsforvaltning av riksvegtunneler pålegger* rollen *sikkerhetskontrollør* å kontrollere at *inspeksjoner er planlagt og gjennomført med riktig frekvens og dokumentasjon. Statens vegvesen (2020, s. 12).*

*Fagansvarlig* [for inspeksjon av berg og bergsikring i driftsfase]

*R211 Feltundersøkelser* angir under *1.4.13 Hoved-/spesialinspeksjon av berg og bergsikring i tunnel* rollen *fagansvarlig* for inspeksjonslaget bestående av to personer, og sier at denne under inspeksjoner som et minimum skal ha *mastergrad innenfor geologi og minimum 4 års relevant erfaring eller bachelorgrad innenfor geologi og minimum 6 års relevant erfaring. Statens vegvesen (2024, s. 165)*.

*Fagansvarlig geolog*
*N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel* gir rollen *fagansvarlig geolog* ansvaret for *utarbeidelse av ingeniørgeologisk sluttdokumentasjon. Statens vegvesen (2023, s. 80).*

## DISKUSJON

### Sammenligning mellom modellert og observert deformasjon for Kipledalen

Det er vertikal deformasjon som er modellert, så Figur 8 må sammenlignes med Figur 10. Den modellerte deformasjonen er i samme størrelsesorden som den observerte, men begge er så små at de i praksis kan ses bort fra. Sikringen er installert lag for lag over en viss tid mens stuffen beveget seg fremover som beskrevet over. Noe deformasjon kan forutsettes å ha inntruffet før buen var ferdig bygd og instrumentert, og det kan også forutsettes at en del, eller alt sikringstrykk er opptatt av nettarmert sprøytebetong, og at buen bare låser denne på plass. Modellen som er brukt har fanget opp at mye av deformasjonen skjer før instrumentering.

Målingene er ikke kontrollert for temperatur eller fuktinnhold i betongen, og med så små verdier blir dette signifikant. Spennet mellom målepunktene i Figur 9 er 14,19 m, og deformasjon på 1 mm er ca. 2/3 av en tidels promille av dette, to størrelsesordner under Hoeks foreslåtte grenseverdi. Formålet med måleprogrammet er ikke forskning, men å dokumentere at bergsikringen er tilstrekkelig. Målenøyaktigheten er i samme størrelsesorden som måleverdiene.

### Sprøytebetongbuer med stor overkapasitet

For sprøytebetongbuene nevnt i forrige kapittel gjelder det som fellesnevner at observerte deformasjoner er små.
Det samme er tilfelle for resultatene presentert fra Sotrasambandet. For alle disse eksemplene er det forhold (lav overdekning, nærføring til kritisk infrastruktur eller undersjøisk tunnel) som tilsier at man skal gå meget forsiktig frem. Likevel kan det nok noen steder være muligheter for å optimalisere ressursbruken, spesielt ved observasjoner bak stuff.

### Viktigheten av å observere over tid

For svake bergmasser og isotrop spenningssituasjon oppgir Hoek at deformasjonen for det meste er over 1 til 1,5 tunneldiametre bak stuff (Hoek, 2006). Det er dermed mulig å skaffe seg et bilde av stabiliteten når stuffen beveger seg fremover, og mye av informasjonen er tilgjengelig ganske tidlig. Dette kan med fordel gjøres med forskjellige former for instrumentering for å få objektive data.

Sikkerhetsfaktoren for bergsikring vil alltid være ukjent og vanskelig å anslå. Det vil skje fra tid til annen at sikringen installert ved stuff ikke er tilstrekkelig, og man trenger å supplere bak stuff. Det forventes observerbare deformasjoner i alle fall unntaksvis. Den som er ansvarlig for dimensjonering av bergsikringen må ikke bare kartlegge berget og bestemme bergsikringen på stuff, men også kontrollere bak stuff

gjennom byggeperioden og etterpå.

**En datadrevet tilnærming**

Et mulig uutnyttet potensial for å skaffe seg bedre oversikt over situasjonen ligger i å basere seg mer på objektive data av ulike slag, som scann, innmålinger og instrumentering. Mengden data som blir samlet inn øker. MWD-data for borparametertolkning og punktskyer av tunnelkontur samles rutinemessig inn, unntaksvis gjøres seismiske undersøkelser på stuff. Bedre kvalitetssikring av disse data, sammenstilling av data fra ulike kilder og supplerende målinger over tid, særskilt innmålinger, skulle kunne gi bedre beslutningsgrunnlag under bygging og bedre dokumentasjon for senere forvaltning. Det kan finnes relativt små investeringer her som kan gi stor avkastning.

**Underdimensjonert sikring**

Fra bakgrunnsmaterialet presentert i rapporten fra raset i Hanekleivtunnelen kan man slutte at det gjelder å oppdage svakhetssoner enten ved forundersøkelser eller undersøkelser fra stuff under driving, og ha prosedyrer for driving og sikring gjennom sonene når de først blir oppdaget. I tillegg gis det direkte forslag for å bedre ingeniørgeologisk oppfølging både under driving og etterpå. Ekspertgruppen poengterer også at det kanskje var et noe uoversiktlig regime av interne retningslinjer å følge.

**Geologisk oppfølging i Statens vegvesen**

Gjennomgangen over av geologisk oppfølging i Statens vegvesen viser at det fortsatt er mange håndbøker som omtaler emnet, men det synes som at ansvaret er klart plassert hos definerte roller.

**The engineering method**

For å gå tilbake til innledningen og Koens modell for hvordan beslutninger tas under problemløsning, så er det mye omtalt her som passer inn i de fire delene av metoden. Mange heuristikker, for eksempel forslaget om å observere arbeidssikringen før sprøytebetongbuer blir endelig dimensjonert, kan pekes ut. Endringen som søkes skapt er utvilsomt et stabilt bergrom. Situasjonene er i utgangspunktet svært uoversiktlige. De tilgjengelige ressursene varierer.

**Nettarmering**

Hvis nettarmering i visse situasjoner skal være et alternativ til sprøytebetongbuer må dette alternativet fremstå som attraktivt på en eller annen måte.

Det kan være fordi det er enklere eller raskere å installere, krever mindre dokumentasjon og oppfølging, det gir enklere logistikk, det er billigere, man sparer materiale, eller kanskje fordi den lettere konstruksjonen premieres i et $CO_2$-regnskap eller lignende.

Det må kunne sikres god innsprøyting, korrosjonsproblemer vil ikke gi en varig konstruksjon.

En endret metodikk med flere ulike sikringsmidler vil gi mer komplisert logistikk. Et mer komplisert system med i praksis flere sikringsklasser å holde styr på og mer oppfølging og overvåking ville gjøre jobben mer krevende for både byggherre,

prosjekterende og utførende.

**KONKLUSJON**

Det finnes flere måter å gå frem på, men ansett metode for å bestemme nødvendig bergsikring og uansett hvilke sikringsmidler som blir valgt er det nødvendig med noen form for oppfølging i ettertid. Måledata er i den forbindelse nyttig for å kontrollere om bergmassen er stabil.

Det finnes eksempler både på sikringskonstruksjoner med dokumentert stor overkapasitet, og på tunneler som har vært undersikret med rasutvikling i driftsfase. Mer vanlig er ras og nedfall under driving. Ingeniørgeologisk kartlegging og undersøkelser i planfaser, under bygging og i driftsfase er nødvendig. Under tunnel-driving er riktig beredskap og evne til å tilpasse driving og sikring til krevende situasjoner nødvendig.

Statens vegvesen har et antall håndbøker som omhandler geologisk oppfølging, og flere definerte roller med ansvar for ulike deler av prosessen. Det er flere nivåer av kontroll på at inspeksjoner blir planlagt, utført og dokumentert.

**Referanser**

Barton, N., & Grimstad, E. (2014). FORTY YEARS WITH THE Q-SYSTEM IN NORWAY AND ABROAD. *Fjellsprengningsdagen* (s. 4.10). Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Grimstad E, T. L. (2008). Measurements of deformation and forces in reinforced ribs of sprayed concrete. Why do we use cast concrete lining when ribs of sprayed concrete have a large margin? *Fjellsprengningsteknikk—bergmekanikk—geoteknikk*.

Grimstad, e. a. (2002). ROCK MASS QUALITY Q USED IN DESIGNING REINFORCED RIBS OF SPRAYED CONCRETE AND ENERGY ABSORPTION. *International Symposium on Sprayed Concrete Davos November 22–23*.

Hoek, E. (2006). *Practical rock engineering.*

Høien, A. H. (2024). A Critical View on the Recommendation of Ribs of Reinforced Sprayed. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.

Høien, A., & Nilsen, B. (2019). Analysis of the stabilising effect of ribs of reinforced sprayed concrete. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1777-1793.

Høien, A., Nilsen, B., & Olsson, R. (2019). Main aspects of deformation and rock support in Norwegian road tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 262-278.

Koen, B. V. (1985). *Definition of the engineering method.* Washington D.C.: American Society for Engineering Education.

Lindstrøm, M., Magnussen, A. W., & Langelid, A. (2013). *Rapport nr. 199 Inspeksjon av berg og bergsikring i vegtunneler.*

lovdata. (2020, 1 1). *lovdata.no*. Hentet fra https://lovdata.no/forskrift/2007-05-15-517

Nilsen, B., Bollingmo, P., & Nordgulen, Ø. (2007). *RASET I HANEKLEIVTUNNELEN 25. DESEMBER 2006.* Trondheim/Oslo.

Statens vegvesen. (2014). *R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger.* Oslo.

Statens vegvesen. (2018). *R761 Prosesskode 1.* Oslo.

Statens vegvesen. (2020). *R512 Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i vegtunneler under*

*drift.*
Statens vegvesen. (2021). *R511 Sikkerhetsforvaltning av riksvegtunneler.*
Statens vegvesen. (2023). *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel.*
Statens vegvesen. (2024). *Godkjenning og brukstillatelse av vegtunneler*. Hentet fra https://www.vegvesen.no/nn/fag/teknologi/tunneler/godkjenning-og-brukstillatelse/
Statens vegvesen. (2024). *Håndbok N500 Vegtunneler.*
Statens vegvesen. (2024). *R211 Feltundersøkelser.*

# OPS HÅLOGALANDSVEGEN – OPTIMALISERING AV SPRØYTEBETONGVOLUM UNDER TUNNELDRIVING

## OPS Hålogalandsvegen – Optimization of shotcrete volume during tunnel excavation

Johannes Singstad Knutsen, Sivilingeniør, Skanska Norge AS

### Sammendrag

OPS Hålogalandsvegen er Nord-Norges største samferdselsprosjekt, hvor det skal bygges 82 km ny vei. Prosjektet har høye klima- og miljøambisjoner og ønsker å være et pilotprosjekt for mindre miljøbelastende veiutbygging. Et av tiltakene for å redusere klimapåvirkningen er at Skanska som entreprenør jobber med å optimalisere sprøytebetongvolum på prosjektet. Godkjenning om å sprøyte en meter over ferdig vegbane i sikringsklasse I – III, samt optimalisering av kontur og ruhetsfaktor kan teoretisk spare prosjektet for 5 565 $m^3$ sprøytebetong på de til sammen 27 km med tunnel. Det vil kunne gi en klimabesparelse på 1 714 tonn $CO_2$-e for dette prosjektet.

### Summary

OPS Hålogalandsvegen is Northern Norway's largest transport project, involving the construction of 82 km of new road. The project has high climate and environmental ambitions and aims to be a pilot project for less environmentally damaging road construction. One of the measures to reduce climate impact is that Skanska, as the contractor, is working to optimize the volume of shotcrete used in the project. Approval to spray one meter above the finished road surface in safety classes I – III, as well as the optimization of profile and roughness factors, could theoretically save the project 5 565 $m^3$ of shotcrete over a total of 27 km of tunnel. This could result in a climate saving of 1 714-ton $CO_2$-e for this project.

### Innledning om prosjektet

E10/rv. 85 Tjeldsund–Gullesfjordbotn–Langvassbukt, heretter kalt OPS Hålogalandsvegen, er Nord-Norges største samferdselsprosjekt (Skanska, 2024). Prosjektet er viktig for hele regionen ved at det bidrar til å knytte byer og tettsteder sammen. Det vil blant annet redusere reisetiden på strekningen med opp mot 40 minutter, og samtidig redusere faren for alvorlige ulykker. Totalt skal det bygges 82 kilometer ny vei, herunder 27 kilometer i tunnel fordelt på 7 tunneler. Det skal bygges 35 kilometer vei i dagens veilinje, mens 20 kilometer bygges som ny vei. I tillegg skal det bygges 22 broer. Som en del av OPS avtalen skal Skanska stå for drift og vedlikehold i 15 år etter åpning. Statens vegvesen er oppdragsgiver for Hålogalandsvegen AS som byggherre. Skanska er totalentreprenør med Multiconsult som rådgiver., Med oss har vi også Hæhre som en total underentreprenør, og Svevia Norge som vil utføre driftstjenester etter byggeperioden.

Både Statens Vegvesen og Skanska har høye klima og miljøambisjoner. Utbyggingen vil fungere som et pilotprosjekt for Statens vegvesen for å teste ut tiltak for mer klimasmart og mindre miljøbelastende veiutvikling, der ambisjonen er å nå sertifiseringen BREEAM Infrastructure: Design & Construction Excellent. Ytterligere er

det satt høye krav til kutt av klimagassutslipp, samt til å forbedre tilstanden på både myr- og elveområder rundt utbyggingen. Alt med hensikt om å verne om artsmangfoldet og redusere klima og miljøavtrykket ved veibyggingen; i nåværende og kommende samferdselsprosjekter.

Det er flere tiltak som gjøres på prosjektet for å redusere klima- og miljøavtrykket. Det tiltaket som er hovedtema for denne artikkel er optimalisering av sprøytebetongvolum. Hensikten med optimaliseringen er å bruke så lite sprøytebetong som mulig, uten at det går utover kvaliteten på bergsikringen.

**Redusert sprøytebetongvolum**

I dagens nye veitunneler blir det sprøytet betong i hele profilets buelengde uavhengig av sikringsklasse. Det eneste som skiller sikringsklassene er krav til tykkelsen, samt stivheten til betongen som defineres av mengde fiberarmering per $m^3$ betong. I henhold til N500 (2024) p. 7.5-1 skal «*sprøytebetong sprutes ned til minimum kjørebanenivå*» uavhengig av sikringsklasse.

Skanska mener at dette kravet er lite nyansert. Spesielt med tanke på at det samtidig stilles strengere krav til klima- og miljø hensyn i tunnelprosjekter. Som en besvarelse på dette har Skanska i sitt tilbudsgrunnlag besluttet en differensiering av hvordan sprøytebetong skal avsluttes over kjørebane. I søknad om fravik til dette kravet har Skanska fått tillatelse til å sprute en meter over ferdig kjørebanenivå i sikringsklasse I-III. Samtidig skal dette vurderes i hvert tilfelle, og spesielt ved sprakfjell skal det sprutes helt ned til kjørebanenivå.

For tunnelprofil T9.5 er buelengde for teoretisk sprengningsprofil 21 meter. Ved å avslutte sprøytebetong nivået en meter over ferdig kjørebanenivå på hver side vil innsprøytet buelengde være 19 m. Teoretisk gir det en besparelse på 9.5 % av sprøytebetongvolumet. Sikringsklasse I og II har krav til 8 cm tykkelse med kvalitet E700 på sprøytebetong, mens sikringsklasse III har krav til 10 cm tykkelse med kvalitet E1000 (N500, 2024). For å sammenligne den faktiske besparelsen i sprøytebetong per meter tunnel er verdiene satt opp i Tabell 1. Det er her tatt utgangspunkt i en ruhetsfaktor på 1.35. Samtidig beregnes hvilken besparelse dette har på klimabudsjettet. Det brukes da en utslippsfaktor på 308 kg $CO_2$-e per $m^3$ sprøytebetong.

*Tabell 1 Faktisk besparelse av sprøytebetong pr m tunnel*

| Sikrings-klasse | $m^3$ per m tunnel | $m^3$ pr m tunnel - 1 m over kjørebanenivå | Besparelse i $m^3$ pr m tunnel | Besparelse i kg $CO_2$-e / m |
|---|---|---|---|---|
| I og II | 2.27 | 2.05 | 0.22 | 66.5 |
| III | 2.84 | 2.57 | 0.27 | 83.2 |

Som man ser av Tabell 1 vil den faktiske besparelsen være 0.22 $m^3$ sprøytebetong per meter tunnel for sikringsklasse I og II, mens det vil være 0.27 $m^3$ besparelse for sikringsklasse III. For å se hvor stort volum det teoretisk kan bli spart på OPS Hålogalandsvegen er det valgt å ta utgangspunkt i geologiske forundersøkelser for prosjektet. På dette prosjektet, som totalt har 27 000 meter tunnel, er det vurdert at det vil være 19 987 meter i sikringsklasse I og II, og 4 623 meter i sikringsklasse III. Den teoretiske besparelsen av sprøytebetong for hele prosjektet er oppsummert i Tabell 2. Presiserer at det da ikke er tatt høyde for mulig sprakfjell, hvor det blir sprutet helt ned

til kjørebanenivå. Samtidig er det ikke tatt høyde for slepper i berget og andre tilfeller hvor man ønsker å sprute ned til kjørebanenivå. I tillegg er det ikke tatt høyde for utvidelser i tunnelprofilet eller andre faktorer som kan påvirke.

*Tabell 2 Teoretisk besparelse av sprøytebetong på OPS Hålogalandsvegen*

| Sikringsklasse | Lengde tunnel [m] | Besparelse [m3/m] | Besparelse [m3] | Besparelse i tonn $CO_2$-e |
|---|---|---|---|---|
| I og II | 19 987 | 0.22 | 4 317 | 1 330 |
| III | 4 623 | 0.27 | 1 248 | 384 |

**Optimalisering av kontor og ruhetsfaktor**

Prosjektet benytter seg av elektroniske tennere på sprengningsarbeid i tunnelene. I tillegg til nøyaktig boring og korrekt lading av kontur bidrar dette til svært fin kontur. Eksempel på dette vises i Figur 1.

*Figur 1 Kontur av to stuffer på OPS Hålogalandsvegen*

En fin kontur på tunnelprofilet bidrar til å redusere ruhetsfaktoren. Samtidig jobber Skanska kontinuerlig med å optimalisere ruhetsfaktorene. Det betyr at det skal sprutes tykt nok iht. kravene for de gjeldende sikringsklassene, uten at det sprutes unødig mye. Får å ha kontroll på dette måles tykkelsen av sprøytebetongen med jevne mellomrom, hvor hensikten er å kunne justerer ruhetsfaktoren opp eller ned avhengig av behov. Samtidig blir ruhetsfaktoren tilpasset både stuff og sikringsklasse. For eksempel ved dårlig bergkvalitet kan ruhetsfaktorene ofte være høyre enn ved svært godt berg, som vi så av Figur 1. I tillegg kan variasjon av bergart mellom tunnelene gjøre at det kan

være lokale variasjoner i ruheten på tunnelprofilet. Individuell tilpasning mellom stuffene gjør dermed at man får optimalisert dette under hele drivefasen.

For dokumentasjon av tykkelsesmålinger benyttes Skanska sitt egenutviklede program DRIV. Dette programmet benyttes også til alt annen dokumentasjon av tunnelsikringen. Digitale verktøy for dokumentasjon gir rask dokumentasjon fra utførende til beslutningstakere, og justeringen kan dermed gjøres kontinuerlig. For utregning av mengde betong benyttes et digitalt verktøy utviklet av Entreprenørservice. Samtidig som systemet regner ut mengde betong ut ifra stuff, sikringsklasse, buelengde og salvelengde, kan man bestille korrekt mengde betong direkte. Dette skaper en effektiv prosess og bestilling av korrekt mengde sprøytebetong.

**Ulik praktisering mellom ulike prosjekter**

På et annet Skanska-prosjekt, E39 Rogfast Bognafjorden Nord, har man fått tillatelse til å sprute to meter over ferdig veibane for sikringsklasse I og II, og en meter over for sikringsklasse III. Det er dermed ulike praksis for fravikgodkjenningen knyttet innenfor samme oppdragsgiver. Hva som er årsaken til dette er ikke vurdert i denne artikkelen. Samtidig er det interessant at to prosjekter har fått godkjent en slik fravikssøknad. Spørsmålet kan da stilles om det er behov for en revidering av kravene i vegnormalen for å ta større hensyn til perspektivet med ressurs optimalisering med tanke på klima.

Samtidig er det presisert i OPS-kontrakten med Statens Vegvesen at fravik fra kontrakt som gir besparelser skal tilfalle oppdragsgiver. Dette gir ikke entreprenøren et økonomisk insentiv for å se slike løsninger. Kun dersom man ser gevinsten i å redusere egne klimagassutslipp. Reduksjon av ressursforbruk er et sentralt tiltak når det kommer til klimabesparelser. Det er dermed påfallende at det for slike tiltak ikke ligger noe økonomisk insentiv også for entreprenøren. Når entreprenøren samtidig må bruke ressurser på fravikssøknad og endring av egen rutine.

**Kilder**

Skanska. (2024). Hentet fra https://blogg.skanska.no/opshalogalandsvegen/om-prosjektet

Statens Vegvesen. (2024). Hentet fra N500: https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859990/nb

# GEOLOGI I EGEN REGI – BEGRENSNINGER OG MULIGHETER

## Geological engineering and follow-up by the contractor - opportunities and limitations

*Solveig Vassenden, ingeniørgeolog Hæhre*
*Kine Wenberg Jacobsen, ingeniørgeolog Sweco*

## SAMMENDRAG

Nye Veier er byggherre for ny E6 fra Kvithammar til Åsen i Stjørdal og Levanger kommune. Prosjektet gjennomføres som en *totalentreprise med integrert samhandling* med Hæhre Entreprenør (Hæhre) og en rådgivergruppe bestående av blant annet av Sweco, NGI, Era Geo, Via Nova, Selberg arkitekter, Traftec mfl., ledet av Aas-Jakobsen Trondheim.

E6 Kvithammer-Åsen er det første totalentrepriseprosjektet til Hæhre med all geologisk prosjektering og oppfølging i egen regi. Erfaringene i prosjektet viser at så lenge viljen til endring er til stede i alle ledd ligger begrensningene for det enkelte prosjekt i regelverk og krav i kontrakten.

## SUMMARY

A 19 km four-lane highway is under construction by the public project owner Nye Veier between Kvithammar and Åsen, just north of Trondheim in mid-Norway. The contractor Hæhre Entreprenør works together with a group of engineers lead by Aas-Jakobsen Trondheim.

Experiences from this project show that geological engineering and follow-up by the contractor enables efficient use of resources, improved communication, and a better utilization of competence. The limitations for the individual project lie in national regulations and requirements in the contract.

## INNLEDNING

Nye Veier er byggherre for ny E6 fra Kvithammar til Åsen i Stjørdal og Levanger kommune. Prosjektet gjennomføres som en *totalentreprise med integrert samhandling* med Hæhre Entreprenør (Hæhre) og en rådgivergruppe bestående av blant annet av Sweco, NGI, Era Geo, Via Nova, Selberg arkitekter, Traftec mfl., ledet av Aas--Jakobsen Trondheim. Kontrakt med integrert samhandling med Hæhre ble signert mai 2019, og reguleringsplaner for de to kommunene ble vedtatt i hhv. mars og september 2021. Etter kontraktsforhandlinger og konkretisering høsten 2021 ble kontrakten for utførelsesfasen signert i desember 2021. Prosjektet er forventet ferdigstilt Q1 2026. Videre i denne artikkelen er det kun arbeidene knyttet til tunneler, skred og bergskjæringer som vil bli omtalt.

Prosjektet omfatter totalt 19 km firefelts motorveg med fartsgrense 110 km/t. På strekningen er det fem toløps tunneler med en samlet lengde på 2 x 11,6 km. Tunnelene bygges med modifisert T9,5 -profil. I tillegg til tunnelene er det bergarbeider

på fem av seks dagsoneparseller i form av skjæringer og/eller skredsikringstiltak. Til sammen er det ca. 3,1 km med bergskjæringer, hvorav nesten halvparten med høyder på over 20 meter. Den høyeste bergskjæringa er 35 meter høy. Per november 2024 er all tunneldriving og -sikring ferdigstilt, og det gjenstår noe skjærings- og skredsikring.

Hæhres ingeniørgeologer har gjennomført all kartlegging, anvisning av sikring og oppfølging av driving- og sikringsarbeidene, mens ingeniørgeologer fra Sweco har gjennomført tilsvarende arbeider i dagsone på oppdrag fra Hæhre. Byggherre har engasjert Multiconsult til å foreta en utvidet uavhengig kontroll (UAK) av både prosjektering og utførelse for alt av bergarbeider på prosjektet, uavhengig av geoteknisk kategori.

*Figur 1: Oversiktskart som viser prosjektet E6 Kvithammer-Åsen.*

## RAMMEBETINGELSER

I tillegg til at all prosjektering og gjennomføring skal være i henhold til gjeldende regelverk, inneholder kontrakten flere krav til ingeniørgeologisk prosjektering og oppfølging. Under er hovedpunktene listet opp, listen er ikke uttømmende.

Totalentreprenøren skal:

- Utarbeide geologiske fagrapporter tilsvarende konkurransegrunnlag.
- Fastsette rystelseskrav.
- Fastsette innlekkasjekrav og utarbeide prosedyrer for injeksjon.
- Påse og verifisere prosjekteringsforutsetninger.
- Gjøre geologi og bergsikring fortløpende tilgjengelig for byggherre.
- Utarbeide ingeniørgeologiske sluttrapporter for både skjæringer og tunneler.
- Ha geologisk fagkompetanse til stede på prosjektet.

I samhandlingsfasen hadde rådgivergruppa og Hæhre gjennomført omfattende forundersøkelser og jobbet tett med alternativsvurderinger. Ved kontraktsignering i desember 2021 hadde Sweco utarbeidet reguleringsplanrapporter for alle tunnelene og dagsonene samt en rapport tilsvarende nivå for konkurransegrunnlag for Forbordsfjelltunnelen. Da reguleringsplanene ble vedtatt var kjennskapen til prosjektet og de valgte løsningene svært god, og detaljeringsnivået på reguleringsplanrapportene var høyere enn det som normalt kan forventes i denne planfasen. Underveis i byggefasen har Sweco utarbeidet tilsvarende rapporter også for de øvrige tunnelene. Videre i denne artikkelen blir disse benevnt byggeplanrapporter.

## GJENNOMFØRING

I byggefasen har det vært drift på tre tunneler, og dermed seks stuffer, samtidig. Påhugg, forskjæringer og øvrige skjæringer har blitt prosjektert, etablert, vurdert og sikret fortløpende, og i perioder har det pågått arbeider i fem av seks dagsoner parallelt. Til sammen har Hæhre tatt ut i underkant av 2 140 000 $pfm^3$ i tunnelene og 800 000 $pfm^3$ i dagsone. Visinor, nå Nordisk Fjellsikring, har vært underentreprenør på fjellsikring.

For å følge opp bergarbeidene har prosjektet vært bemannet med:

- Fire skiftgeologer, tunnel (12-16).
- Én prosjektgeolog, tunnel (4-dagersuke).
- To ingeniørgeologer, dagsone (5-dagersuke).
- Én senior ingeniørgeolog, tunnel og dagsone (5-dagersuke).

I tillegg har det vært én ingeniørgeolog fra UAK.

Med så stor produksjon over lang tid har det vært avgjørende å etablere et system som:

- Ivaretar krav til sporbarhet og dokumentasjon.
- Ivaretar krav i både byggherrens, uavhengig kontrollørs og totalentreprenørens interne systemer.
- Reduserer omfanget av rapportering.
- Reduserer saksbehandlingstiden hos både totalentreprenøren og UAK.
- Kan håndtere behov for justeringer og tilpasninger, og gir rom for at prosjektering, oppfølging og UAK går parallelt.
- Sikrer god informasjonsflyt mellom alle ledd internt, men også til byggherre og UAK.
- Sikrer riktig kvalitet på utført arbeid.
- Kan nyttiggjøre seg kompetansen i alle ledd.
- Gir forutsigbarhet i forhold til anleggsgjennomføring.

Én av kjøreregelene for prosjektet har vært «tenk før du snakker, snakk før du skiver». Med god kontinuitet i rådgivergruppa og hos Hæhre helt fra tilbudsfasen har det vært en lav terskel for å stille spørsmål, gi beskjeder, både internt og mellom rådgivergruppa og Hæhre. Digitale sjekklister som adresseres til den som er ansvarlig for avklaringer og/eller bestillinger, og digital lesebekreftelse for «lest og forstått» har ivaretatt behovet for skriftlighet og dokumentasjon av avtaler gjort ute i felt.

Som beskrevet i forrige kapittel er det utarbeidet byggeplanrapporter for alle tunnelene. På grunn av detaljert kunnskap om prosjektet og høyt detaljeringsnivå allerede i reguleringsplanfasen er det kun mindre endringer fra reguleringsplanrapportene til byggeplanrapportene, og endringene har i hovedsak vært knyttet til detaljering av tunnelpåhuggene. Ettersom rapportene er utarbeidet i løpet av byggefasen inngår også resultater av fra supplerende prøvegravinger og beliggenhet av bergoverflate etter avdekking av påhuggsområder. For de siste rapportene har man dessuten hatt mulighet til å nyttiggjøre seg erfaringer fra prosjektet, både fra etablering og sikring av bergskjæringer og driving og sikring av tunneler. Det har blitt gjennomført arbeidsmøter med prosjekterende og Hæhre, og der det innenfor styrende dokumenter har vært rom for å gjøre justeringer har Hæhre aktivt vært med i valg av løsninger. Alle rapportene har vært anbefalt godkjent av UAK før oppstart driving.

Parallelt med saksbehandling hos UAK har det blitt avholdt overleveringsmøter mellom Sweco og Hæhres anleggsledelse, med fokus på usikkerheter og forhold som har vært spesielle for den enkelte tunnel. Dette har gitt Hæhre et godt utgangspunkt for planlegging, prosjektering, gjennomføring og oppfølging av kritiske punkter. Hæhre har utarbeidet prosjekteringsnotater for hver tunnel forut for driving, og under driving ved behov. Alle notater har vært oversendt UAK. Før oppstart driving har det blitt gjennomført oppstartsmøter med skiftgeologene og alle tunnelskift. Tema for oppstartsmøtene har vært forventede forhold, tunnelspesifikke krav og eventuelle usikkerheter.

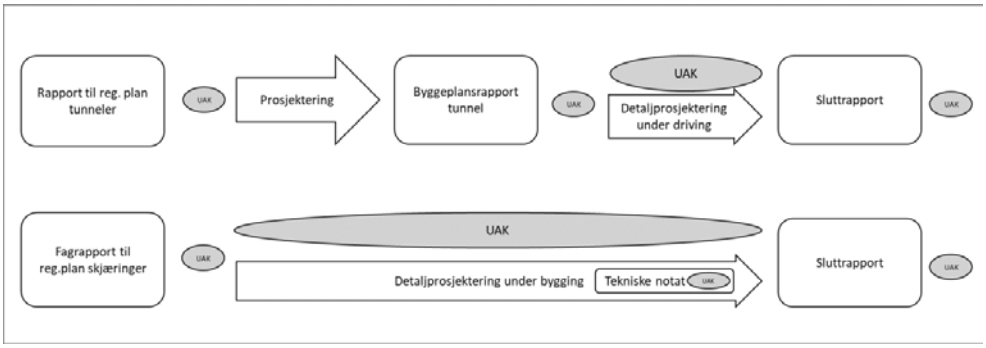
Under driving har skiftgeologene fulgt opp tilsvarende en kontrollingeniør fra byggherre. De har kartlagt alle salver og anvist sikring, samt hatt oppfølging av og dokumentert utført sikring. De har også fulgt opp innlekkasje, rystelser, sonderboringer, injeksjon og andre tunnelspesifikke problemstillinger. Kartlegging og utført sikring har vært fortløpende gjort tilgjengelig for både byggherre og UAK gjennom hele anleggsperioden.

For å sikre tilstrekkelig oppfølging og dokumentasjon av arbeidene med endelig design, uttak og sikring av skjæringer valgte Hæhre å benytte to ingeniørgeologer fra Sweco. De har inngått i totalentreprenørens organisasjon, og har deltatt på driftsmøter, byggemøter med underentreprenøren på fjellsikring og møter med UAK. De har også hatt løpende kommunikasjon med driftsledere, underentreprenør på fjellsikring og UAK. Fordi Swecos ingeniørgeologer hadde arbeidet med prosjektet siden tilbudsfasen, kjente de både prosjektet og organisasjonen til Hæhre meget godt.

Som for tunnelene var det høy detaljeringsgrad på reguleringsplanrapportene for dagsonearbeidene. Det som gjenstod av vurderinger før uttak var å lande, evt. Optimalisere, skjæringsgeometri samt vurdering av behov for forberedende tiltak, som forbolting og redusert konturhullavstand. Kartlegging av bergmassen, stabilitetsvurderinger og detaljprosjektering av sikring følger etter uttak. Totalentreprenøren med Swecos ingeniørgeologer tok tidlig initiativ til en diskusjon med byggherre og UAK om å la byggeplansrapporter for skjæringene utgå. På tidspunktet for byggestart forelå ikke ny informasjon (grunnundersøkelser eller avdekking), slik at en byggeplansrapport ville ikke tilført noe nytt sammenlignet med reguleringsplanrapporten. Dette kombinert med kontinuiteten i bemanning hos Sweco gjennom hele prosjektet, med det faktum at ingeniørgeologene som hadde skrevet reguleringsplanrapporten skulle følge opp arbeidene, var også argument for dette. For ingeniørgeologene fra Sweco var det blant annet et ønske om best mulig å utnytte tiden og kompetansen i felt, for å få mange og gode observasjoner av bergforholdene, og sammen med Hæhre ta beslutninger tilpasset disse i hver enkelt skjæring som lå til grunn. I samråd med byggherre og UAK ble det derfor bestemt at tett oppfølging ved avdekking og sprengning/uttak og dokumentasjon av dette i befaringssjekklister skulle benyttes til å avkrefte/bekrefte prosjekteringsforutsetningene i reguleringsplanrapporten, og legges til grunn for vurderinger og stedlige tilpassinger. Befaringssjekklistene dannet grunnlag for fortløpende anvisning av sikring og stabilitetsberegninger for å dokumentere at anvist sikring var tilstrekkelig. Det er utarbeidet tekniske notater som oppsummerer observasjoner og vurderinger, inkludert eventuelle sjekklistene, samt beregninger etter at skjæringene er sprengt ut og ferdig sikret. Både sjekklistene, stabilitetsberegningene og sikringsanvisningene har væt oversendt UAK fortløpende. De tekniske notatene erstatter ikke sluttrapporten til skjæringene.

For detaljering av tiltak knyttet til skredsikring var det nødvendig med supplerende undersøkelser i felt og mer modellering etter reguleringsplanfasen. Det ble derfor utarbeidet en byggeplanrapport for skredsikring. Rapporten ble anbefalt godkjent av UAK før oppstart bygging.

Flytskjema som viser prosess fra reguleringsplan til ferdig sluttrapport for hhv. tunnel og dagsone på prosjektet E6 Kvithammer-Åsen er vist i Figur 2.




*Figur 2: Flytskjema for prosess fra reguleringsplan til ferdig sluttrapport for E6 Kvithammer- Åsen.*

For å sikre god informasjonsflyt og at all informasjon er tilgjengelig, har både rådgivere, uavhengig kontrollør og byggherre har fullt innsyn i de delene av dokumentstyringssystemet til Hæhre, Landax, som angår gjennomføring, prosjektering og dokumentasjon. Utgangspunktet har vært at Hæhre aktivt har måttet begrense innsyn heller enn å måtte gi innsyn.

For å dokumentere gjennomførte befaringer og eventuelle avklaringer som er gjort i felt har både Hæhre, Sweco og UAK benyttet samme digitale sjekkliste. Sjekklista er utarbeidet med kvitteringsfelter for både sidemannskontroll og mulighet for UAK til å kommentere og signere for lest, og imøtekommer dermed krav til sporbarhet og dokumentasjon for alle parter. Sjekklista erstatter standard befaringsnotater, og bidrar dermed til å redusere tidsbruk og omfanget av rapportering.

Det har vært gjennomført faste møter med byggherre og UAK hver andre uke. Fast agenda for møtene har vært:

- Gjennomførte befaringer, og ønske om nye befaringer.
- Gjennomgang av saker, hendelser, spørsmål etc. etter ønske fra UAK.
- Gjennomgang av fremdrift pågående arbeider.
- Gjennomgang av planlagte arbeider frem til neste møte.
- Gjennomgang av det som er oversendt UAK siden sist møte og status kontroll.
- Gjennomgang av det som skal leveres de neste to ukene.

I tillegg har det vært løpende orientering av UAK i perioder med spesielle problemstillinger.

Byggherre har, gjennom sin bestilling, gitt UAK mulighet til å følge prosjektet tett. Det har ikke vært føringer fra hverken byggherre eller Hæhre på når, hvor, eller hvor mange befaringer UAK har gjennomført, eller antall møter som har vært gjennomført. Tett oppfølging, og dermed god kjennskap til prosjektet, har bidratt til at prosjektering,

oppfølging og UAK har kunnet gått parallelt, også i de tilfellene der det har vært behov for fortløpende vurderinger og tilpasninger. Dette har gitt redusert saksbehandlingstid og god forutsigbarhet for gjennomføring.

## OPPSUMMERING

E6 Kvithammer-Åsen er det første totalentrepriseprosjektet til Hæhre med all geologisk prosjektering og oppfølging i egen regi. Arbeidsmetodikk, kommunikasjon, prosesser og ansvarsfordeling har blitt evaluert og videreutviklet gjennom hele prosjektet. Erfaringene i prosjektet viser at dersom byggherre, UAK og entreprenøren har felles mål er det store muligheter til å både etablere og videreutvikle systemer og måter å jobbe på, og til å finne gode og riktige løsninger.

Byggherren har, gjennom sin bestilling, gitt UAK rom for å følge prosjektet tett. Tett oppfølging kombinert med riktig kompetanse hos UAK og vilje til å teste løsninger som har redusert saksbehandlingstiden og omfanget av rapportering har gjort at prosjektering og utførelse har kunnet gått parallelt. Dette har gitt god forutsigbarhet med tanke å både fremdrift for Hæhre, og det har frigitt mye tid som har blitt brukt ute i linja.

Erfaringene fra prosjektet viser at tilgjengelig fagkompetanse ute i linja til enhver tid bidrar til god informasjonsflyt og riktig utførelse. Tilgjengelighet og daglig samhandling mellom geologene og drifta gir rom for gode diskusjoner og spørsmål, læring, og justeringer der dette er mulig. En forutsetning for å fult ut utnytte dette potensialet har vært tydelige avklarte roller og ansvar. Samhandling over tid har også gitt god kjennskap til muligheter og begrensninger i egen organisasjon, noe som har gjort det lettere å nyttiggjøre seg kompetansen i alle ledd. Det å ha all prosjektering og oppfølging av geologi i egen regi har gitt gode påvirkningsmuligheter, og stor gjennomføringskraft.

Så lenge viljen til endring er til stede, ligger begrensningene for det enkelte prosjekt i regelverk og krav i kontrakten.

Fjellsprengningskonferansen 2024

# HIGH-EFFICIENCY INSTALLATION OF PIPE UMBRELLA

## Umbrella installation in a fraction of the time with reduced risk of collapse

Knut F. Garshol, Geological Engineer, K. Garshol Rock Engineering AS

## SAMMENDRAG

Når det påtreffes ekstremt dårlig berg foran stuff, vil det oftest bli overveid å benytte for-forsterkning med innboring av rørskjerm. De fleste eksisterende systemer krever i så fall spesialutstyr eller omfattende tilpasninger for en standard borrigg. Det kan ta flere uker for nødvendige forberedelser, spesielt hvis slike forhold kommer uventet. Lav kapasitet ved installasjon av rørskjermer gjør også at en beslutning kan bli vanskelig å ta. Erfaring gjort av finsk entreprenør YIT Sverige AB i Stockholm viser at å utføre en 15 m lang rørskjerm med 35 rør vil typisk ta tre døgn. Usikkerhet om *hvor* vanskelige forholdene vil bli, kan stoppe eller utsette en beslutning, noe som kan gi vesentlig økt risiko for stabilitetsproblemer eller kollaps. Hvis forholdene i stedet blir bedre enn ventet, vil tidkrevende bruk av rørskjerm føre til ekstra tidstap.

YIT har tatt i bruk en ny metode for innsetting av rørskjerm i Stockholm. Ved å utnytte et standard stangmagasin for langhullsboring, kan 15 m lange rør installeres uten bruk av manuell medvirkning. De 35 rør nevnt foran blir med denne løsningen innsatt på 12-15 timer og nødvendige tilpasninger på boreriggen kan utføres på ett skift.

Ved ekstremt dårlig berg foran stuff, er den største risikoen for kollaps sterkt knyttet til vannforholdene og åpningen (avstanden) mellom naborør i skjermen. Den nye metoden inkluderer en løsning for trykkinjeksjon av berget umiddelbart rundt rørene. Når det er nødvendig, kan trykkinjeksjon brukes til å blokkere strømmende vann og øke skjærmotstanden til slepper og sprekker. Dette er spesielt viktig i området *mellom* installerte rør. Åpen stabil tid ved senere sekvensiell fremdrift under rørskjermen, vil bli vesentlig forbedret. Dette vil gi mer tid til påføring av sprøytebetong og bruk av andre sikringsmidler før nedfall oppstår.

Den nye metoden gir bedre stabilitetskontroll utført vesentlig raskere, samtidig som HMS-forhold for mannskapet er forbedret. Når det også tas hensyn til reduksjon av tid for forberedelser, kan samlet reduksjon av kostnader bli stor.

## SUMMARY

For sections of poor ground conditions in hard rock tunneling, using pre-support by pipe umbrellas may be the solution. Most existing systems need special equipment or elaborate adaptations to standard drill jumbos, which may require

weeks of preparation time. This may cause significant delays when unexpectedly hitting poor ground. In any case, the low installation output makes it a tough decision to initiate pipe umbrella installation. Experience gained by Finnish contractor YIT Sverige AB in Stockholm shows that a 15 m long umbrella consisting of 35 spiles may typically take 72 hours. Uncertainty about *how* difficult the conditions will be may stop an umbrella decision, increasing the risk of serious stability problems. In contrast, umbrella installation into better-than-expected ground will, in hindsight, cause unnecessary time loss.

YIT introduced a new method of pipe umbrella installation that significantly alleviated these obstacles. Using the rod-handling magazine available for long-hole drilling on standard drill jumbos, YIT installed 15-meter umbrella spiles without manual interaction. The 35 spiles mentioned above took 12-15 hours, and the initial adaptations necessary on the drill jumbo took about one shift.

The main risk of collapse occurs when excavating into extremely poor ground, typically linked to groundwater and the openings *between* the umbrella spiles. The new method offers solutions for pressure grouting of the rock mass surrounding the installed spiles. When necessary, pressure grouting can block groundwater flow and increase the shear resistance of cracks and joints, especially critical in the space between spiles. Significantly improved open stable stand-up time when later excavating under the umbrella will allow the application of sprayed concrete and other additional support during part-face excavation.

The new method offers improved stability control, umbrella installation completed in a shorter time, better EHS conditions for the operators, and significantly lower overall tunneling costs.

## INTRODUCTION

The general impression of Scandinavian tunneling conditions is that they offer good-quality hard rock with minor stability problems, allowing high excavation rates. It is still normal that more than 5% of the tunnel length will pass through highly broken and extremely poor ground, such as that found in shear zones.

The cost of a D&B tunnel is sensitive to construction time, and even a limited percentage of the tunnel length crossing extremely poor ground may have a significant impact. The uncertainty about the length of the tunnel passing such ground and the degree of stability problems make it hard to estimate consequential time and cost. This applies to problem zones identified by geological pre-investigations, especially when unexpectedly hitting such conditions.

Installing pipe umbrellas to pre-stabilize and strengthen the ground ahead of the face is a well-known solution for tunneling through residual soil, complicated tunnel portal areas, and poor ground sections anywhere along a tunnel. Several solutions for pipe umbrella installation are available, with many different combinations of drilling principles, pipe diameters, pipe length, and placement equipment layout. Traditionally, all these solutions represent good alternatives for passing through known problem sections, even when requiring long preparation and installation time.

The reason is that the cost of face area collapse will easily be higher. See Figure 1.

*Figure 1: Pipe umbrella illustration*

Even though permanent rock support design usually does not include an installed pipe umbrella, the dimensioning of umbrella spiles is often still evaluated similarly. When excavating below the installed umbrella, the critical time will be during part-face sequential face advance before finishing the placement of sprayed concrete and other immediate temporary support measures. The open stand-up time of the ground *between* pipes must allow the installation of such immediate measures, enabling the later construction of permanent support.

## YIT SVERIGE AB USING PD55 IN STOCKHOLM

The Finnish contractor YIT Sverige AB gained practical experience with the PD55 pipe umbrella system at the SFAL project (meaning Stockholm's future sewage cleaning). The tunnel cross-section that required pipe umbrellas is 100 $m^2$, and umbrellas were installed from both directions crossing the disturbance zone. YIT used the standard rod-handling system for long-hole drilling on their D&B drill rig. Such rod magazines allow placing up to 18 m long spiles without manual intervention. Up to six pieces of 3-m-long drill pipes can be pre-loaded in the magazine mounted on the feeder before positioning the boom to start a new spile, providing efficient insertion of subsequent drill pipes. See Figure 2.

*Figure 2: Rod magazine Atlas Copco Sandvik with PD55 drill pipes loaded*

Traditional pipe umbrella solutions use pipe diameters of 100 mm and more, which standard drill rod magazines cannot handle. Consequently, taking advantage of mechanized rod handling is not possible. The larger pipe diameters also require drilling with larger drill bits, reducing the penetration rate.

The PD55 system uses the umbrella pipe as a drill rod, fronted by a disposable drill bit of Ø66 mm. There is no need to spend time extracting drill rods after finishing the hole. Loading the rod magazine for the next spile is safely done at the invert level. The PD55 pipe wall thickness of 14 mm provides a large steel cross-section area, ensuring good energy transfer from the bore hammer to the drill bit, giving a high penetration rate.

YIT Sverige AB found that 35 pieces of 15-m-long spiles using traditional large-diameter pipes typically took 72 hours to install. YIT installed the same umbrella layout using PD55 in 12 to 15 hours. The PD55 experience data is based on 6300 m of installed spiles. The Q-classification of the rock mass where a pipe umbrella was installed was generally in the $0.1<Q<0.4$ range. The rock mass contained clay and graphite locally, causing Q-values < 0.1 (extremely poor' ground).

Note that some pipe umbrella systems require a heavy, specialized, and expensive equipment unit, which may take weeks to mobilize for this purpose only. Other existing systems using the tunneling drill rig require quite elaborate modifications to the drill rig before the start of pipe umbrella installation. Construction sites with a drill rig and a rod handling magazine can make the necessary adjustments for PD55 installation in less than a shift, reducing the time spent preparing.

**Technical details of PD55 umbrella pipes**

Find the primary technical data for the PD55 umbrella pipes in Table 1:

Table 1: PD55 umbrella pipe, technical data

| OD of pipe (mm) | ID of pipe (mm) | Pipe length (mm) | Thread type | Steel cross section ($mm^2$) | Elongation A5 (%) | Yield ReH ($N/mm^2$) | Failure Rm ($N/mm^2$) | Weight kg/pipe |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 55 | 27 | 3135 | T45 | 1800 | >17 | >460 | >540 | 44 |

PD55 pipes are manufactured using steel quality S460NH, and production is executed according to EN 10210-1:2006 to ensure the specified technical data are achieved.

The threads used are T45 links.

The accessories are Ø66 mm disposable drill bits T45 and the adaptor for the grout hose hookup, which allows injecting grout to embed the placed PD55 spile.

**Preparing the drill rig**

Long-hole drilling is routinely executed at many tunneling projects for probing ahead and pre-excavation grouting. A drill rod magazine will then substantially increase production capacity and improve working conditions and safety for the operators.

For the Atlas Copco Sandvik equipment used in Stockholm, YIT made the necessary adjustments to the rod magazine and drill in less than a shift. The changes consisted of the following:

- Change the neck adaptor of the bore hammer to one for PD55/T45
- Change the two rubber bushings supporting the drill-pipe feed during drilling
- Change to the 'star plates' intended for the PD55 pipes
- Check and adjust that the pipes are loaded and centered on the feeder
- Adjust all parameters of the hydraulic system for PD55 drilling

**Placement of umbrella spiles**

Accurate placement with minimal deviation gives the umbrella the best support effect. Therefore, it is essential to ensure straight-hole drilling.

Any good drill rig operator knows how to do this by accurately hitting the starting point, carefully and slowly advancing the drill into the rock, and, during drilling, making sure the drill pipe rotates freely and is centered in the borehole. The most important steps are to avoid having the drill bit slide on inclined surfaces during collaring and to use limited feeder pressure for the first pipe length.

Before starting a new spile, two operators reload the rod magazine (usually 5 or 6 pipes) with the feeder at the invert positioned alongside the stack of PD55 pipes. One operator at each end of the pipe stack will quickly load the 44 kg pipes. It is possible to load the magazine using only one person, with an optional pipe-handling hoist solution.

The umbrella layout is a matter of local design considerations to determine the look-out angle, length of spiles, and the spacing of collaring points at the face. The drilling will benefit from using a modern drill rig with a digital representation of tunnel data and umbrella design details. Normal spile spacing is 300-500 mm, but down to 200 mm is possible if required, demanding highly accurate drilling with minor deviation. Varying the umbrella overlap is a way of achieving increased support capacity, which is a realistic option due to the high production output of PD55 installation.

**Grouting of the inserted spiles**

Pumping grout through the pipe must allow it to pass through the drill bit, which should not rest against the bottom of the hole. Pull back the spile with the drill bit by 10 mm to provide the necessary opening for the grout to flow back through the annulus between the spile and the rock.

Use a high-quality, creamy, non-bleeding grout to embed and anchor spiles properly. If pressure grouting of the surrounding rock mass is desired, a grout of similar consistency based on microfine cement will improve penetration.

For wet conditions and pressure grouting into the surrounding rock, two solutions are available:

1. A plastic ring accessory is inserted around the outside of the spile to block the annular space. An adaptor on the bore hammer pushes the ring onto the spile end to slide 1-2 m into the borehole. Note that this solution requires the spile to be well-centered in the borehole, allowing the plastic ring to enter the borehole without problems. YIT points out that an improved solution should be developed.

2. Drill the planned spile length an extra 1-2 m forward, leaving the first 1-2 m of borehole free to insert an ordinary grouting packer. With the spile in place, the borehole forward of the packer gets pressure grouted. With this approach, the new spiles do not extend backward through the face, which may require special support arrangements.

## PD55 VERSUS CURRENT UMBRELLA SYSTEMS

### General comments

Using pipe umbrellas to pre-reinforce the ground becomes an option when the excavation may encounter worse-than ‘very poor’ ground conditions (using the Q-system classification, Q< 0.4) ahead of the face.

Under such conditions, the *critical* problem is the short stable stand-up time when advancing the tunnel face, which may prevent placing immediate support before the start of fallout. Consequently, disregard considerations used to design permanent support at this stage since the umbrella's most crucial purpose is to prevent the rapid development of face collapse. When the umbrella allows unimpeded face advance and safe installation of immediate support, aspects of permanent support are no longer an urgent matter.

An installed umbrella will usually be at least 15 m long with a spacing of spiles at 300 to 500 mm. Excavation is done in short steps underneath the umbrella (1-2 m) while only a partial face area is opened. This way, sufficient stable stand-up time will allow the placement of fiber-reinforced sprayed concrete and other immediate support measures. Therefore, the load development onto umbrella spiles spanning partial-face openings is quite different and incomparable to the permanent support situation of a completed tunnel cross-section.

Experience shows that groundwater significantly influences the critical parameter of stable stand-up time (the time it takes before the start of sloughing and fallout from an unsupported tunnel contour). Especially when the groundwater head is high, silty, and similar fine-grained ground may quickly develop hydraulic collapse (flowing or running ground), or highly conductive channels may cause

concentrated water jets that can erode and flush material into the tunnel. One or both effects may cause a complete face area collapse, starting *between* the spiles. Unfortunately, there are limited options to stop such a collapse after the process begins.

**New features of PD55**

It is common sense to carefully evaluate the properties of a new way to execute any rock support method. However, consider the relevance of first impressions against the primary purpose of such support, as discussed above under the general comments.

The typical first observation is that spiles of Ø55 mm will have a smaller area of direct ground contact than spiles of more than double the diameter (since the projected area of spiles as a percentage of the total umbrella area is smaller). This is correct but of minor importance. In the typical case of a center distance of 500 mm between traditional spiles, the PD55 spile spacing would only need to be 10% smaller to compensate. However, the decisive factor regarding stability is what happens *between* the spiles when excavating. If the project recognizes this, the PD55 alternative offers two crucial benefits:

1. The option to execute pressure grouting into the surrounding rock mass. This will strengthen and stabilize the rock volume between spiles and block off water to reduce the water pressure gradient and risk of flowing ground and prevent water jet erosion from channels.
2. The excellent installation output allows reduced spacing of spiles without an increase in time or overall cost.

All umbrella systems use mortar injections to anchor the spiles to the surrounding ground. Grout enters through the end of the pipe and returns along the outside to appear at the collaring point. Large-diameter pipes may have perforations distributed along their length. The full spile length is treated one section at a time by pressurizing pipe sections between double packers. The anchoring of the spiles is equally good for these grouting approaches, but the double-packer approach will require more time.

However, the ability to grout the rock volume *between* spiles at additional pressure is crucial. The standard large-diameter spile systems do not include any practical solution in this respect. Without an effective blockage of the annular space near the collaring point, the grout will take the path of least resistance and run back to the tunnel at too low pressure for penetration into the rock mass.

The PD55 pipes' bending moment resistance is lower because of their smaller diameter. This observation is correct, but due to the 14 mm wall thickness of PD55 pipes, the steel cross-section area is still about the same as larger-diameter pipes. Furthermore, higher steel quality, fixed endpoints due to mortar embedment, and limited length free span (short excavation steps) reduce the importance of bending moment considerations. After stepwise part-face excavation has exposed fresh tunnel contour underneath the umbrella, the composite action with the ground will maintain the existing short-term stability without attracting a high load.

Immediate additional temporary support will slow down radial convergence, and the bending moment is unlikely to become a dimensioning load case.

## CONCLUSIONS

The PD55 system offers a new alternative for the installation of pipe umbrellas. The primary advantages of the system are:

- Significantly reduced time for umbrella installation when utilizing standard drill rig rod handling magazines for long-hole drilling.
- Two ways to pressure-grout the rock mass around the umbrella spiles can improve the ground *between* spiles and prevent groundwater from creating flowing ground or rapid erosion by concentrated water jets.

The primary purpose of pipe umbrellas is to achieve immediate temporary support by avoiding (as far as possible) the risk of collapse. Compared with commonly used larger diameter pipe systems, the most frequent reservations to PD55 are based on permanent support structural considerations that are limited in relevance to the often *critical* first 60-120 minutes after exposure created by the part-face excavation steps.

Because of the excellent time and cost factors, reduced spile spacing, increased umbrella overlap, and pressure grouting of the surrounding rock mass can be adopted without prohibitive cost increases. These are all realistic steps to overcome problematic ground conditions.

As a bonus, operators unanimously agree that PD55 significantly reduces the physical workload and improves work safety. Site Manager W. Klasér prefers the PD55 alternative whenever the choice is approved.

## REFERENCES

*Pers.comm., W. Klasér (2024), YIT Sweden AB*

*NGI (2015), «Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning», Håndbok*

*Pers.comm., P. O. Møller (2024), Pretec AS*

# KOMPLEKS FORINJEKSJON OG TUNNELDRIVING UNDER SENSITIV KVIKKLEIRESONE PÅ FORNEBUBANEN

## Complex rock mass grouting and tunnelling under sensitive quick clay on the Fornebu Metro Line

Eirik Hannestad, Fornebubanen Oslo Kommune
Vegard Søderholm, Fornebubanen Oslo Kommune

## SAMMENDRAG

I forbindelse med etableringen av Fornebubanen, en ny T-banestrekning mellom Majorstuen og Fornebu, har det blitt drevet og skal drives tunnel under flere områder med påvist kvikkleire. Flere av områdene er også kartlagte faresoner for kvikkleireskred.

Ved hjelp av innovativ og spesialtilpasset injeksjonsmetode- og prosedyre samt forsiktig tunneldriving har man unngått å destabilisere overliggende kvikkleire samtidig som kravet til tett tunnel er overholdt og fremdrift på tunneldrivingen opprettholdt.

Kontinuerlig overvåkning av omgivelsene og tett samarbeid mellom byggherre og entreprenør har vært nøkkelfaktorer for å lykkes med tunneldrivingen under påvist kvikkleiresone på Bestum på delstrekningen Skøyen-Vækerø på Fornebubanen.

## SUMMARY

During the construction of the Fornebu Metro Line, a new metro line from Majorstuen to Fornebu in Oslo, Norway, tunnel excavation has been carried out under several areas with sensitive quick clay which are categorized as potential hazard zones.

Through innovative and customized pre-excavation rock mass grouting and cautious tunnel excavation, destabilization of the overlying quick clay has been avoided. At the same time the leakage requirement has been met in the excavated tunnel section and the progress of the tunnelling works has been maintained.

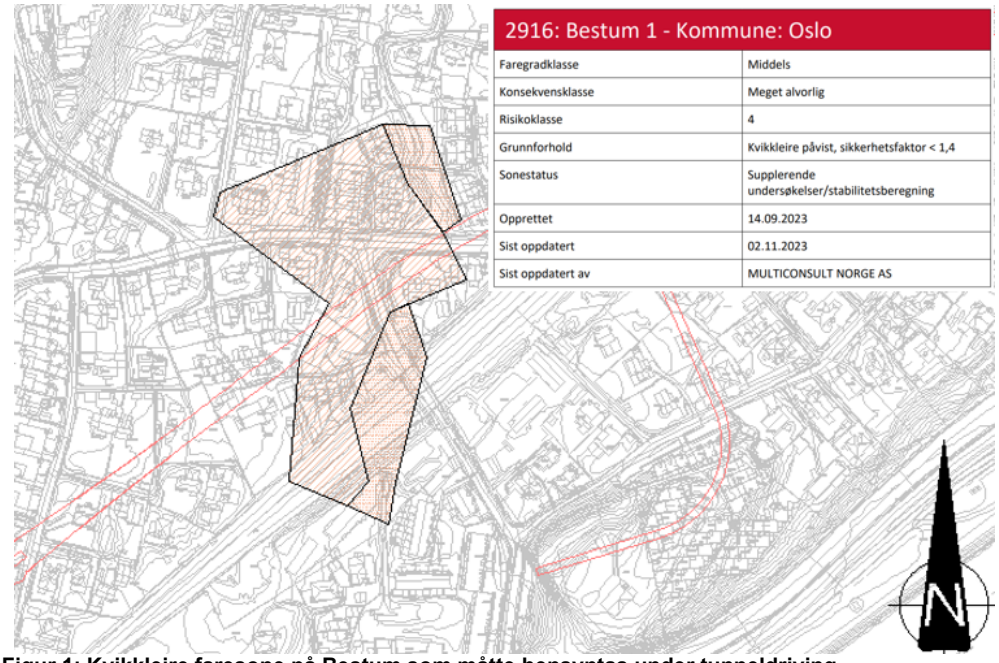
Continuous real-time monitoring of the surroundings as well as close cooperation between the contractor and the client have been key factors to a successful tunnel excavation under a proven zone of quick clay at Bestum on the Skøyen-Vækerø section of the Fornebu Metro Line.

## INNLEDNING

Ved Mærradalsbekken på Bestum i Oslo, på delstrekningen Skøyen-Vækerø, har T-banetunnelen på Fornebubanen blitt drevet under en kartlagt kvikkleire faresone nr. 2916 (med faregrad middels og konsekvens meget alvorlig), se figur 1.

Da faresonen i utgangspunktet hadde en lav sikkerhetsfaktor (beregnet til 1,3) kunne det ikke tillates en forverring av stabiliteten. To forhold ved tunneldriving som trekkes frem som kan påvirke stabiliteten til kvikkleire er:

- Vibrasjoner fra tunnelsprengning
- Poretrykksøkning fra forinjeksjon av tunnel




**Figur 1: Kvikkleire faresone på Bestum som måtte hensyntas under tunneldriving. Løsneområdet er markert med striper og utløpsområdet med prikker. Tunneltraséen til Fornebubanen er markert i rødt** *(PGF, 2023)*.

Artikkelen beskriver i det følgende det innovative og spesialtilpassede injeksjonsopplegget benyttet og den forsiktige tunneldrivingen for å hensynta påvist kvikkleireforekomst i Mærradalsforkastningen.

## GRUNNFORHOLD

Løsmassene i påvist kvikkleire faresone består av tørrskorpeleire og leire ned til ca. 4,5m dybde. Fra 4,5m dybde og ned til berg er det kartlagt og påvist kvikkleire. Den totale løsmassetykkelsen varierer fra 5m til 20m.

Berggrunnen langs Fornebubanens trasé tilhører Oslofeltets kambrosilurbergarter, og består av sedimentære bergarter (skifer og knollekalk, samt leirskifer og kalkstein i veksling). Disse er stedvis gjennomskåret av magmatiske gangbergarter/intrusiver som diabas, mænaitt, syenitt rombe- og syenittporfyr.

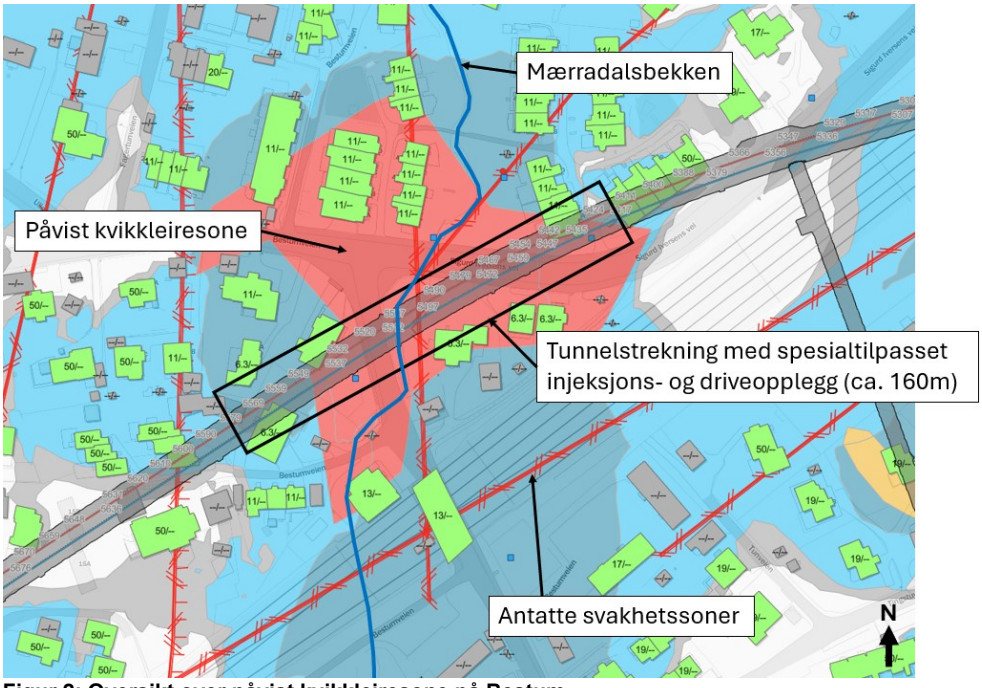
Gangbergartene karakteriseres som harde og stive bergarter med mekaniske egenskaper som skiller seg fra skiferbergartene som er svakere og lettere

deformerbare. Intrusivgangene er derfor ofte oppsprukket med en åpen sprekkestruktur som er mer vannførende enn skifrene (Neby & Woldmo, Blir tunnelene på Fornebubanen tette?, 2023).

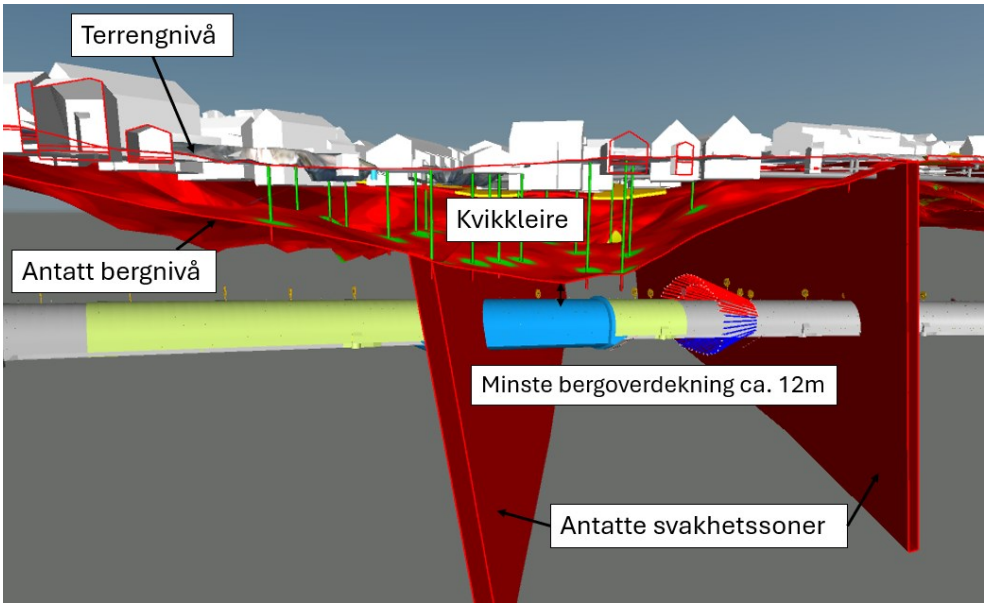
De kambrosilurske bergartene langs traseen betraktes som forholdsvis tette med lav hydraulisk konduktivitet. Basert på erfaringer fra tunnelprosjekter drevet i tilsvarende geologi, er innlekkasje hovedsakelig tilknyttet til tett oppsprukne intrusiver/gangbergarter, svakhetssoner eller i overgangen mellom disse og den sedimentære sidebergarten (PGF, 2020)

Jfr. ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget (PGF, 2022) er det liten bergoverdekning (ca. 12m) ved kryssing av Mærradalsbekken i tillegg til at det er påviste svakhetssoner som krysser området. Kombinasjonen av liten bergoverdekning og svakhetssoner gjør at injeksjonsopplegg må tilpasses for å unngå utgang av injeksjonsmasser i bekken.

Det er som nevnt i innledningen i tillegg registrert en kvikkleire faresone med sprøbruddmaterialer på Bestum i området rundt Mærradalsbekken. Denne sonen er markert med rød farge i figur 2. Det var viktig at denne sonen ble hensyntatt ved tunneldriving og injeksjon. På Bestum er det relativt liten bergoverdekning der tunnelen passerer faresonen. Det har derfor vært svært viktig med god kontroll på injeksjonstrykk og mengder. Berget måtte tettes iht. gjeldende tettestrategi på Fornebubanen, men det ble understreket at det ikke måtte komme injeksjonsmasser ut i sonen mellom berg og løsmasser. En eventuell poretrykksøkning i området som er høyere enn historisk høyeste målte poretrykk i dette området ville potensielt kunne forverre stabiliteten til kvikkleira og i verste fall utløse et kvikkleireskred (PGF, 2023).




**Figur 2: Oversikt over påvist kvikkleiresone på Bestum.**




**Figur 3: Lengdesnitt av tunneltraséen under kvikkleiresone på Bestum. Minste bergoverdekning opp til kvikkleira var ca. 12m.**

## FORUTSETNINGER

Følgende forutsetninger og krav lå til grunn for driving under påvist kvikkleiresone:

1. Målet for innlekkasjer i tunnelen er < 4 liter/minutt/100 m tunnel uansett tverrsnitt, antall tunnelløp og geometri iht. Fornebubanens tettestrategi (Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF), 2020)

2. Unngå setninger i løsmasser over tunnelen som gir skade på natur, eiendom og infrastruktur.

3. Oppnå «innlekkasjemålet» med forinjeksjon før berguttak slik at vanntett støp kan erstattes med drenert løsning.

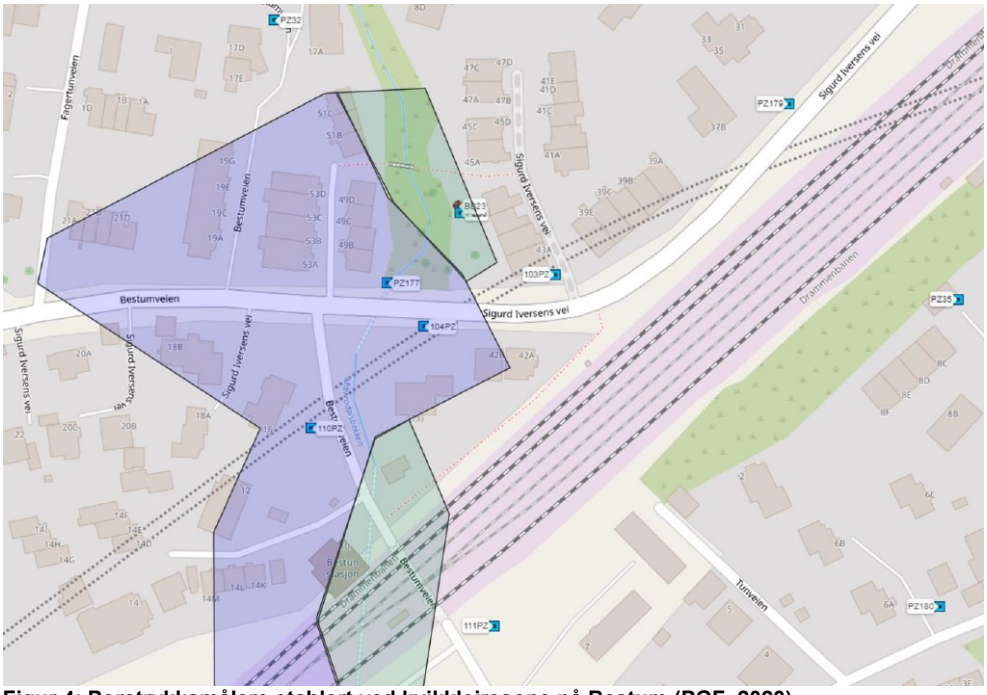
4. Forinjeksjon skal ikke føre til heving av poretrykk og potensielt forverre stabiliteten til påvist kvikkleire over tunneltraséen.

5. Beskrevne vibrasjonsgrenser for sprengning (NS 8141:2001) må overholdes.

## OVERVÅKNING AV PORETRYKK

I det aktuelle området er det installert total seks elektroniske pizeometere og én bergbrønn, alle disse med fjernavlesning, se figur 4. To pizeometere og bergbrønnen ble installert i 2018, de resterende målepunktene ble installert i 2021 og 2023. De siste poretrykksmålerne ble installert ca. 8 måneder før drivingen av tunnel kom til dette området. Poretrykksmålerne er plassert ned mot berg med noen punkter litt opp i leire også.

Overvåkningsprogrammet var i utgangspunktet installert til å følge med på poretrykksendringer i forbindelse med tunneldrivingen. Det ble da benyttet avlesning hver 6. time. Måleintervallet ble redusert til hvert 15. min ca. 1 måned før tunneldrivingen nærmet seg. Resultatene fra poretrykksmålerne ble presentert på en nettside «live». Det tok ca. 20-30 min fra måling var utført til den var på nettsiden. Kontrollingeniører i tunnel benyttet nettbrett med internettilgang for å overvåke poretrykket kontinuerlig.




**Figur 4: Poretrykksmålere etablert ved kvikkleiresone på Bestum (PGF, 2023)**

Prosjekteringsgruppen Fornebubanen bestående av Multiconsult og Cowi har satt grenseverdier for maksimal økning av poretrykk med tanke på stabiliteten. Det er antatt at opp til 5 kPa økning i poretrykket er akseptabelt. Det er derfor innført tiltaksgrenser med tilhørende grenseverdier for en poretrykksøkning på hhv. +5 og +10 kPa ift. høyeste målte poretrykk, se tabell 1.

**Tabell 1: Poretrykksmålere i området med maksimalt målt poretrykk og grenseverdier for forskjellige tiltaksgrenser (PGF, 2023).**

| Poretrykksmåler/ Dybde | Maksimalt målt poretrykk [kPa] | Grenseverdi tiltaksgrense 1 (+5 kPa) | Grenseverdi tiltaksgrense 2 (+10 kPa) |
|---|---|---|---|
| PZ103 / 2,9m | 3,5 | 8,5 | 13,5 |
| PZ104 / 17,1 m | 153,6 | 158,6 | 163,6 |
| PZ104 / 7m | 56,3 | 61,3 | 66,3 |
| PZ110 / 13,3 m | 120,2 | 125,2 | 130,2 |
| PZ110 / 7,3m | 56 | 61 | 66 |
| PZ33 / 9,9m | 98,4 | 103,4 | 108,4 |
| PZ177 / 18,5m | 212,1 | 217,1 | 222,1 |
| BB23 / 24,75m | 261,5 | 266,5 | 271,5 |

Ved overskridelse av tiltaksgrensene skal følgende tiltak iverksettes, se tabell 2.

**Tabell 2: Tiltak ved overskridelse av poretrykk (PGF, 2023).**

| Tiltaksgrense | Akseptabelt nivå (maksimalt målt poretrykkk og opp til +5 kPa over) | Tiltaksgrense 1 (poretrykk +5 kPa til +10 kPa over høyest målte verdi for poretrykk) | Tiltaksgrense 2 (mer enn +10 kPa over høyest målte verdi for poretrykk) |
|---|---|---|---|
| Tiltak | Ingen utover standard | Geotekniker skal vurdere stedlige forhold og vurdere tiltak.<br><br>Visuell inspeksjon av området<br><br>Poretrykk i aktuell måler skal vurderes opp mot referanseporetrykk (før oppstart av arbeider) og nedbørsmengder, dette utføres så raskt som mulig.<br><br>Arbeidsprosedyre for injeksjon og sprenging må endres for å få ned påvirkning av poretrykket og må implementeres så raskt som mulig.<br><br>Behov for å vurdere lastbegrensing på terreng/vei i kritisk område. | Umiddelbar stans i arbeider med injeksjon og sprengning.<br><br>Geotekniker skal vurdere stedlige forhold og vurdere tiltak.<br><br>Grundig visuell inspeksjon av området og kritiske skråninger.<br><br>Poretrykk skal vurderes opp mot poretrykk før oppstart av arbeider og nedbørsmengder.<br><br>Arbeidsprosedyre for injeksjon og sprenging må endres for å få ned påvirkning av poretrykket før arbeidet kan fortsette.<br><br>Dersom poretrykket er høyere enn 20 kPa over høyest målte verdi og fortsatt stigende må evakuering av faresonen vurderes innen kort tid. |

## UTFØRELSE AV ARBEIDENE
### Før oppstart

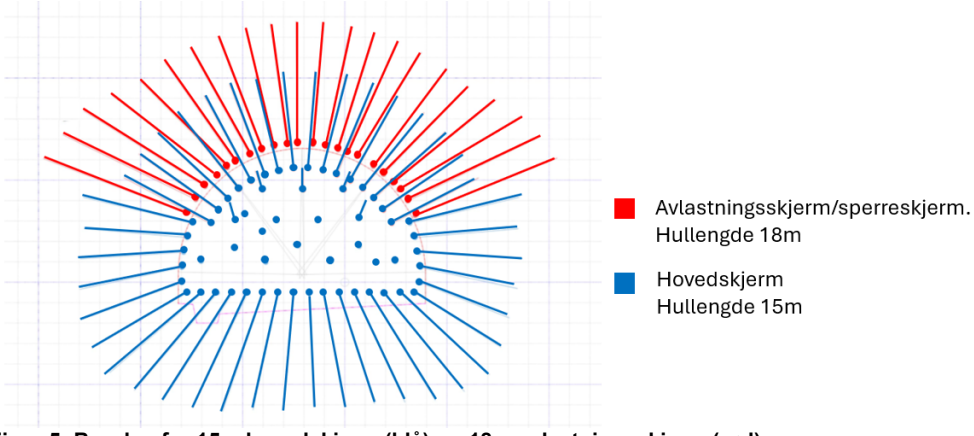
Før tunneldriving under kvikkleiresona ble det avholdt flerfoldige arbeidsmøter mellom byggherre og entreprenør for å i fellesskap utarbeide en spesialtilpasset injeksjonsprosedyre for de forestående arbeidene. Det er viktig å presisere at injeksjonsprosedyren er et levende dokument og ble revidert etter behov og basert på resultater på stuff. Til tross for at injeksjonsarbeidene på Fornebubanen er byggherrestyrt, var entreprenør svært delaktig i utarbeidelse av injeksjonsprosedyren med bakgrunn i den praktiske erfaringen med komplisert berginjeksjon.

Tema for arbeidsmøtene var hvilke muligheter det var for å forhindre poretrykksøkning opp i kvikkleira samtidig som tetteresultatet i tunnelen ble så godt som mulig. Byggherrens kontrollingeniører og entreprenør mottok også instruks på hvordan de skulle følge opp poretrykket både under skjermboring og injeksjon.

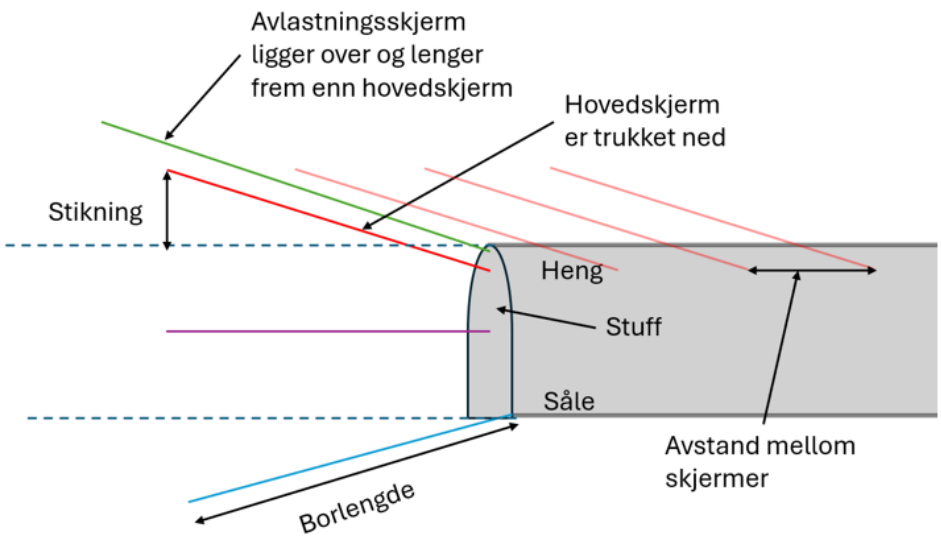
### Injeksjonsmetode

Gjennom hele kvikkleiresonen ble det boret ny injeksjonsskjerm for hver 6m. Dette for å opprettholde kravet til minimum 9m effektiv overlapp på skjermer med 15m hullengde.

Den spesielle og innovative injeksjonsmetoden som ble benyttet på dette prosjektet var å bore en avlastningsskjerm over hver enkelt hovedskjerm. Denne lå parallelt med hovedskjermen, men parallellforskjøvet 2 m opp. Avlastningsskjermen er 18 m lang med 6 m stikning. Senteravstand mellom hullene ca. 0,5 m på odd. Hullene i avlastningsskjermen var åpne under injeksjon av hovedskjermen. Under injeksjon kan da utpresset vann renne ut av avlastningshullene inntil vannet er erstattet av injeksjonsmasse. Når injeksjonsmasse kommer ut av avlastningsskjermen stoppes injeksjon på det aktuelle hullet i hovedskjermen. Denne metoden reduserer risiko for at injeksjonsmasse og vann trenger opp i løsmassene over.




**Figur 5: Borplan for 15m hovedskjerm (blå) og 18m avlastningsskjerm (rød).**




**Figur 6: Prinsipp for hovedskjerm og avlastningsskjerm.**

### Fremgangsmåte/prosedyre

1. Bore avlastningshull. Hullengde 18m. Hensikten med denne er å unngå trykkoppbygging og heving av poretrykk i overgangen mellom berg og kvikkleire.

    a. Dersom sperreskjerm/avlastningshull har mye vann (> 5 liter på alle hull til sammen) skal denne injiseres som en sperreskjerm – med kontrollert mengde og trykk.

    b. Dersom sperreskjerm/avlastningshull er relativt tørre (< 5 liter på alle hull til sammen) skal disse stå åpne til etter at hovedskjermen er pumpet.

2. Dersom avlastningshull ble injisert i trinn 1a), skal det bores en ny avlastningsskjerm rett under opprinnelig avlastningsskjerm (nå sperreskjerm) etter at herdetiden på injisert sperreskjerm er påløpt. Dette skal utføres før hovedskjermen bores.

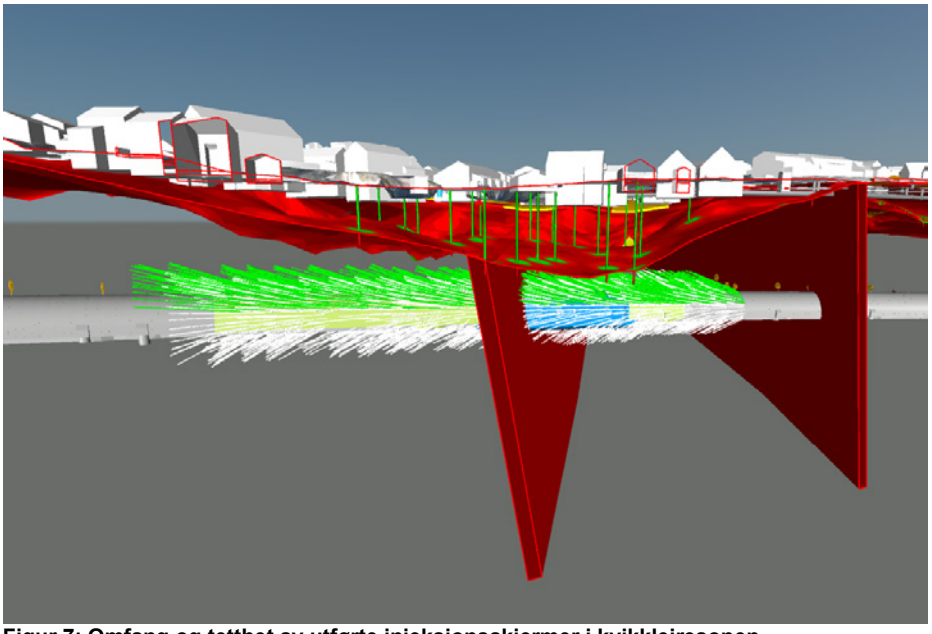
3. Bore hovedskjerm. Hullengde 15m.

4. Injisere hovedskjerm iht. gjeldende prosedyre.

    Ved kontakt fra hovedskjerm opp til avlastningsskjerm skal hull i hovedskjerm avsluttes når det kommer ren injeksjonsmasse ut av avlastningshull.

5. Dersom avlastningshull ikke ble injisert før hovedskjerm (trinn 1b), skal denne injiseres med kontrollert mengde og trykk iht. injeksjonsprosedyre.

6. Herdetid og kontrollhull fra injisert stuff. Målbar vannlekkasje i kontrollhull utløser ny injeksjonsskjerm.



**Figur 7: Omfang og tetthet av utførte injeksjonsskjermer i kvikkleiresonen.**

**Foto 1: Ferdig boret avlastningsskjerm og hovedskjerm på stuff. Klart for injeksjon av hovedskjerm med åpne avlastningshull.**

## Sprengning

Påkjenningen på kvikkleiren ved sprengning er noe mer kompleks teori hvor både trykkbølge- hastighet og detonasjonstrykkforplantning spiller en rolle. Grenseverdier i overgangen mellom berg og kvikkleire er dimensjonerende men vanskelig å måle, og det ble derfor angitt indirekte grenseverdier som vertikal svingehastighet på nærliggende bebyggelse fundamentert på leire.

Etter å ha gjort flere tiltak for å redusere vibrasjonene (økt hullmengde, redusert enhetsladning etc.) ble salvelengden redusert og det ble benyttet ett-hullstenning med elektroniske tennere gjennom hele kvikkleiresona.

## RESULTATER
## Poretrykk

En ser tydelig at poretrykket påvirkes av både skjermboring og injeksjon. Tre måneder før tunnelen skulle komme til kvikkleireområdet, ble målehyppigheten økt fra hver 6. time til én gang i kvarteret. Første gang vi så tydelig påvirkning på poretrykksmålere i sonen var 28.11.2023. Stuff var på dette tidspunktet ca. 72 m unna bergbrønn som reagerte. En typisk respons er at poretrykket faller under skjermboring. Dette er på grunn av lekkasjer fra borehull under og etter boring. Under injeksjonen øker typisk poretrykket igjen. Ofte også til høyere nivåer enn før boring. Enkelte steder akkumulerte også poretrykket seg, se figur 9.

**Figur 8: Påvirkning på bergbrønn ved skjermboring i tunnel. Brått fall i poretrykk sammenfaller med tidspunkter for skjermboring.**

**Figur 9: Utklipp fra poretrykksmåler hvor poretrykket kom nærmest grenseverdi for tiltaksklasse 1. Gul linje markerer grenseverdi.**

Poretrykksmåler vist i figur 8 ligger midt i sonen og var den måleren som kom nærmest fastsatte grenseverdier, men aldri over. I figur 8 er grenseverdi for tiltaksgrense 1 markert med gul linje. Figuren viser at trykket faller ved boring av skjerm før det igjen øker under injeksjonen. Trykket faller ikke tilbake til tidligere nivåer før neste injeksjonsrunde og trykket øker litt for hver injeksjonsrunde.

Tiltak som ble iverksatt under injeksjon for å redusere poretrykket som nærmet seg grenseverdi for tiltaksklasse 1:

- Reduksjon av antall injeksjonslinjer ned til 2 stk.
- Reduksjon av flow
- Da poretrykker var ca. 0,5 kPa under første grenseverdinivå ble injeksjon/pumping satt på vent i 2 timer.

Deretter ble injeksjonen gjenopptatt forsiktig med 2 linjer med lav flow. Dette pågikk helt til injeksjonen var ferdig.

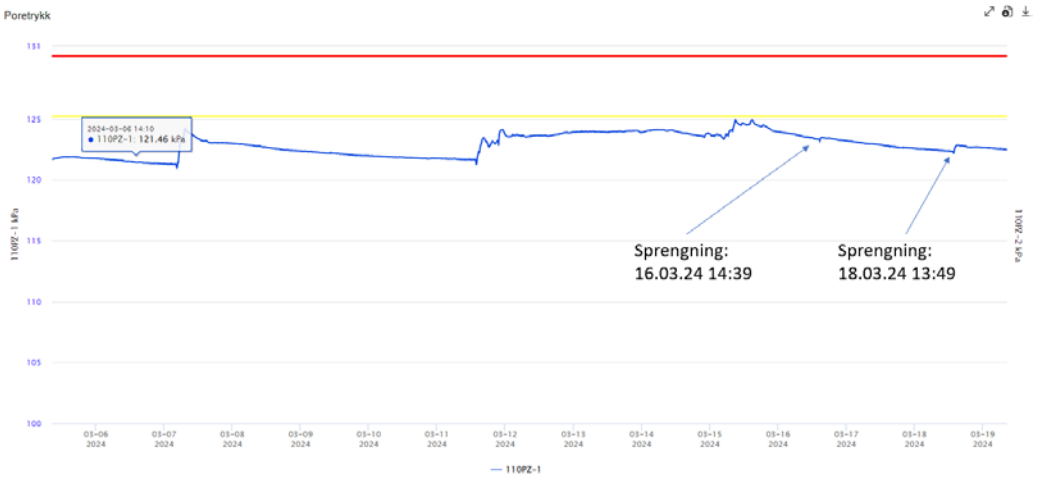
**Tetteresultater i tunnel**

Fysiske observasjoner i tunnel tilsier at tetteresultatene har vært formidable, se foto 2 og 3. Dette bekreftes av innlekkasjemålinger/terskelmålinger foretatt ved tre anledninger som viser at vi ligger godt innenfor målet om 4 l/min/100 m tunnel. Innlekkasjemålingene ble utført etter påske, etter pinse og etter sommerferien 2024 og viste henholdsvis, 3,7 l/min/100 m, 2,2 l/min/100 m og 1,6 l/min/100 m. Etter utgang av injeksjonsmasse på terreng ble injeksjonstrykket redusert i en liten periode. Dette resulterte i vesentlig mer innlekkasje av vann og etterinjeksjon, så injeksjonstrykket ble derfor økt igjen.

**Foto 2 og 3: Tetteresultater observert i tunnel. Foto: Ken Ove Vassgård.**

## Sprengning

Poretrykksmåler som ligger rett over tunnelen reagerte to ganger på sprenging. Dette medførte først et lite fall i poretrykk før det igjen økte. 16.03.2024 var avstanden mellom stuff og poretrykksmåler ca. 14 m og 18.03.2024 var avstanden ca. 10 m. Utover disse to utslagene har det ikke vært synlige utslag på poretrykksmålerne med bakgrunn i sprengning. Disse salvene ga vibrasjoner på Bestumveien 11 i størrelsesorden, 4,35 mm/s og 4,65 mm/s, som begge er innenfor fastsatt indirekte grenseverdi på 6,3 mm/s. Disse verdiene er gitt av rådgiver (PGF, 2022). Det ble ikke gjort forsøk på å måle vibrasjoner i overgangen løsmasser og berg.




**Figur 10: Utslag på poretrykksmåler i forbindelse med sprengning.**

## ERFARING/ KONKLUSJON

Injeksjonsmetodikken med åpen avlastningsskjerm over hovedskjermen har vist seg veldig effektiv for å redusere risikoen for at injeksjonsmasse og vann trenger opp i overliggende løsmasser.  Det er også viktig å merke seg at poretrykket over tunnelen økte selv om det var åpne borehull 2 m over injeksjonshullene i hovedskjermen. Dette betyr at vannet/injeksjonsmassen kommer seg forbi eller rundt avlastningsskjermen. Influensområdet kan også være inntil 111 m fra stuff, med fare for utganger så langt som 70 m foran stuff. Det burde derfor vurderes å øke skjermlengden på avlastningsskjermen.

Tett dialog og samarbeid mellom byggherre, rådgiver og entreprenør er essensielt i denne typen problemstilling. Fagdisiplinene må sammen finne den beste løsningen på tett tunnel samtidig som poretrykket ikke overstiger grenseverdiene. Samarbeidet og dialogen som foregår mellom meget kompetente fagfolk på stuff trekkes frem som den viktigste suksessfaktoren for å lykkes. Oppfølgingen av poretrykk, justering og iverksetting av tiltak for å redusere påvirkningen på poretrykket har vært nøkkelen for å lykkes i dette prosjektet.

Grenseverdiene som blir satt for både vibrasjoner og poretrykk er styrende. Det er

viktig at det er gjort en god vurdering rundt disse. Det er forbundet store kostnader og tidsforbruk ved denne typen tiltak.
Tunneldriving pågår døgnkontinuerlig. Det er derfor veldig viktig at alle involverte er informert om risiko og hvilken påvirkning hver enkelt har på resultatet, dette gjelder spesielt de på stuff.

Fornebubanens samlede erfaring fra drivingen gjennom kvikkleiresona på Bestum er at det lot seg gjøre og styre poretrykket i stor grad, både opp og ned. Samarbeidet med tunneldriverne er essensielt for et godt resultat, både med tanke på tetting og poretrykksøkning. Resultatene viser at det er fullt mulig å oppnå et meget tilfredsstillende tetteresultat i tunnel og samtidig holde poretrykket under grenseverdiene.

## REFERANSER

Neby, A., & Woldmo, O. (2023). Blir tunnelene på Fornebubanen tette? I NFF, *Fjellsprengningsdagen 2023* (s. Kap. 14). Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

PGF. (2022). *PF-U-721-RB-0042 Ingeniørgeologisk rapport konkurransegrunnlag Skøyen-Vækerø.* Oslo: Oslo Kommune - Fornebubanen.

PGF. (2022). *PF-U-721-RB-0043 Vibrasjonsgrenseverdier for anleggsarbeider Skøyen-Vækerø.* Oslo: Oslo Kommune - Fornebubanen.

PGF. (2023). *PF-U-721-RB-0069 Tunneldriving under faresoner kvikkleire - Rutine for oppfølging.* Oslo: Oslo Kommune - Fornebubanen.

Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF). (2020). *Tettestrategi - Fornebubanen.* Oslo: PGF for Fornebubanen.

# Fámjintunnelen: Driving og sikring i utfordrende vulkanske bergarter på Færøyene

# The Fámjin tunnel: Excavation and rock support in challenging conditions in volcanic rocks in the Faroe Islands

Vebjørn Røvde, Ingeniørgeolog, NGI

Roger Olsson, Teknisk Direktør, NGI

Karl Gunnar Holter, Teknisk Ekspert, NGI

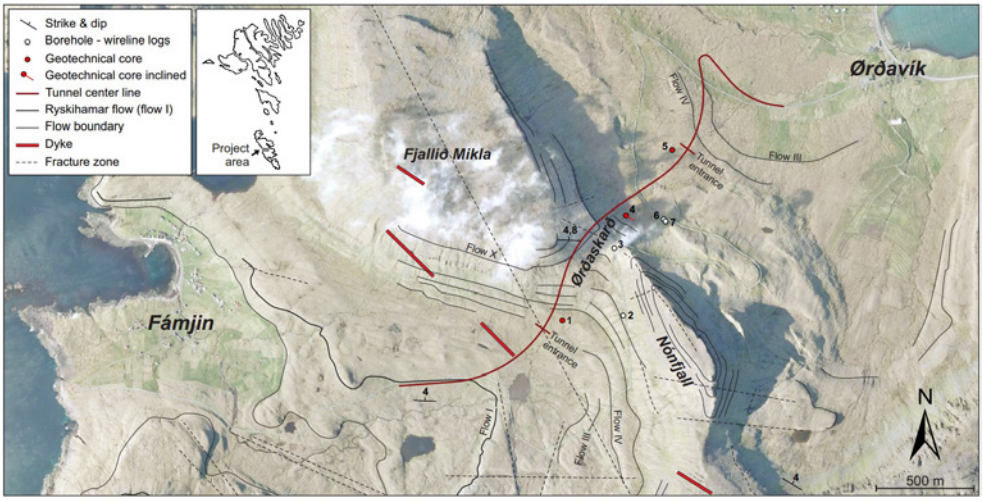
**Sammendrag**
Fámjintunnelen på Suðuroy mellom Ørðavík og Fámjin var et utfordrende prosjekt der bergmassekvaliteten var dårligere enn antatt ved byggestart. Et spesielt dårlig vulkanoklastisk lag medførte store utfordringer under driving. Det gikk to større ras under tunneldrivingen som forsinket prosjektet med 11 måneder. Bergsikring ble dimensjonert på tradisjonelt vis etter Q-systemet, men det viste seg at det ikke fanget opp alle nyansene i bergmassens egenskaper som krevdes for å sikre tunnelen tilstrekkelig. Grundige undersøkelser, en dyktig entreprenør og ingeniørgeologisk kompetanse ble benyttet for å skreddersy et sikringsprogram for den siste delen av tunnelen for å sørge for at utfordringene som ble påtruffet under driving ble løst på en forsvarlig og trygg måte.

**Summary**
The Fámjin tunnel in Suðuroy between the villages Ørðavík and Fámjin was a challenging project where the rock mass quality was significantly worse than expected. A volcanoclastic layer with extremely poor rock mass quality presented challenging conditions during the excavation of the tunnel. Two large rock mass failures occurred which delayed the project with approximately 11 months. Rock support was designed according to traditional mapping based on the Q-system. However, the Q-system was unable to capture all the nuances required for a proper rock support design. Thorough investigations, a skilled contractor and engineering geological competence was used to tailor design a support-system for the last part of the tunnel to ensure a safe and effective continuation of the project.

## Innledning

Prosjektet utgjør en ca 1200 meter ny to-veis tunnel mellom Ørðavík i øst og Fámjin i vest, som befinner seg på den sydligste øya Suðuroy på Færøyene (Figur 1). Tunneldrivingen startet i november 2022, og siste salve og gjennomslag var i juli 2024. Byggherre var færøyske Landsverk, og Metrostav Norge var tunnelentreprenøren på plassen. NGI ble involvert i desember 2023 etter at det for andre gang var gått et ras i tunnelen som stanset inndriften og forsinket prosjektet. NGIs rolle i prosjektet var i begynnelsen å bistå Landsverk med en gjennomgang av sikringsforslaget fra entreprenøren for driving gjennom raset, som etter hvert ble

utvidet til å også inkludere ingeniørgeologisk oppfølging, bergmassekartlegging, dimensjonering av permanent bergsikring og godkjenning av allerede installert bergsikring. NGI var involvert i prosjektet helt frem til gjennomslaget sommeren 2024.

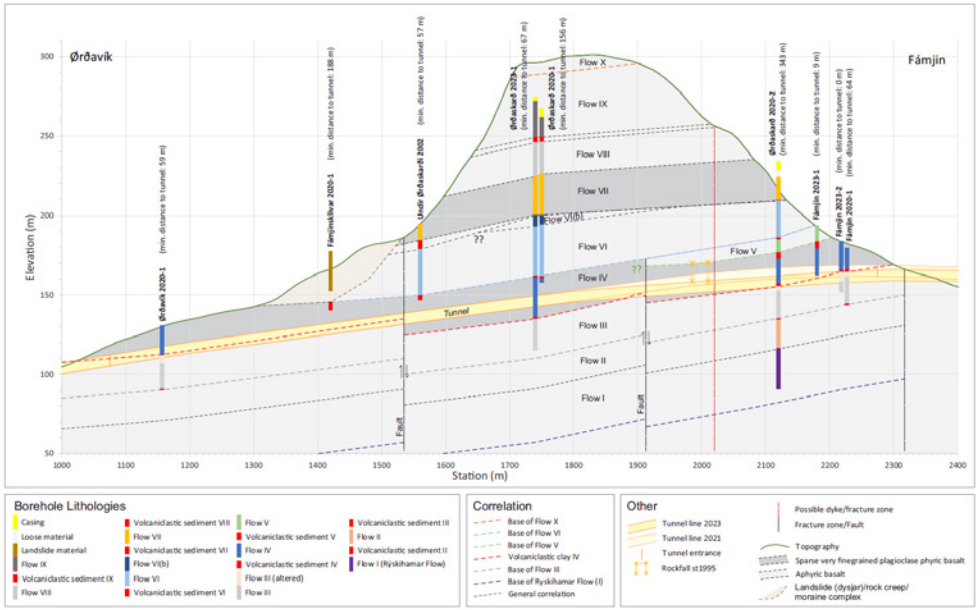



*Figur 1 Oversiktskart over prosjektområdet. Figur fra Jardfeingi (2021).*

I denne artikkelen presenteres prosjektet og de utfordrende problemstillingene som de vulkanske bergartene på Suðuroy ga.

**Geologi**

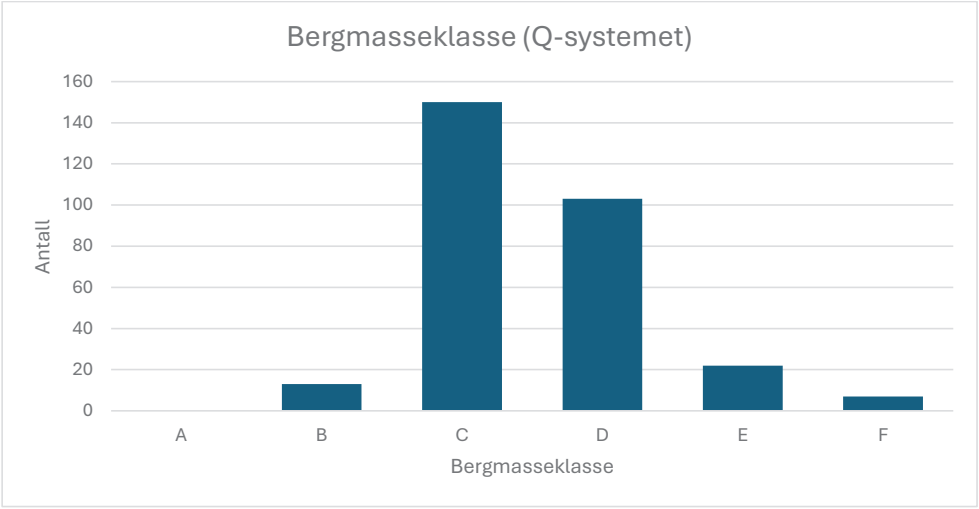
Som på resten av Færøyene består geologien på Suðuroy av en over 6 km tykk lagrekke av paleogenske basaltstrømmer tilhørende FIBG (Faroe Island Basalt Group), som oppstod da Europa og Grønland bevegede seg fra hverandre og åpnet dagens Atlanterhav for omtrent 55 millioner år siden. Tunnelen går gjennom Beinisvørð formasjonen, som består av en lagrekke med 20 til 70 meter tykke basaltstrømmer med et slakt fall mot nord-nordøst. Ofte er de ulike lagene med basalt skilt av tynne røde lag bestående av vulkanoklastiske sedimenter som tidvis inneholder mindre mengder med kull og kobber. Tunnelen ligger hovedsakelig i basaltstrøm (Flow) III og IV i Beinisvørð formasjonen, og krysses flere ganger av vulkanoklastiske sedimentære lag (Figur 2). Basalten er typisk mørk og finkornet, bestående av mafiske mineraler.




*Figur 2 Tverrsnitt langs tunnelprofilet som viser de ulike basaltiske strømmene, samt der grunnundersøkelser var gjennomført før og under prosjektet. Figur fra Jardfeingi (2023).*

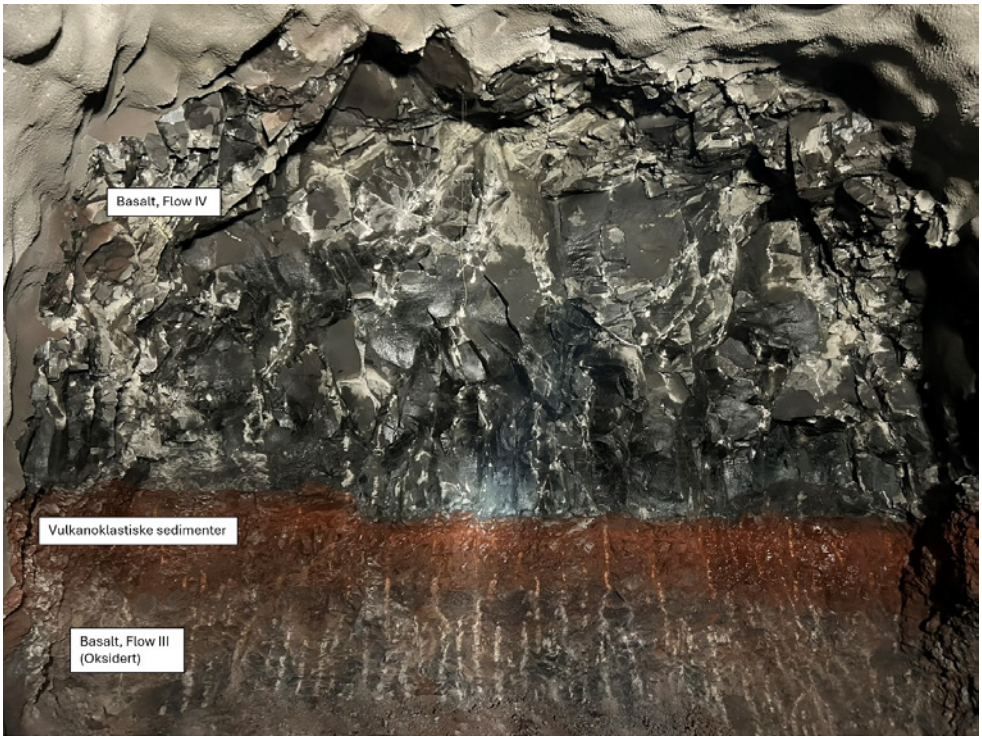
**Bergmassekvalitet**

For hver stuff i tunnelen ble bergmassen kartlagt i henhold til Q-systemet (*NGI, 2015),* og en vektet Q-verdi for stuff ble bestemt. Totalt ble nesten 300 kartlegginger gjennomført, som ga en gjennomsnittlig Q-verdi på 4,7. Høyeste kartlagte Q-verdi var 13.3 og laveste kartlagte Q-verdi var 0.04. De aller fleste stuffkartleggingene plasserte bergmassen i bergmasseklasse C og D (1 < Q < 10, Dårlig til Middels bergmassekvalitet). I et fåtall stuffposisjoner var det Godt berg (klasse B). Spesielt i den siste delen av tunnelen mot Famjin var det dårligere bergmassekvalitet (Svært dårlig til Ekstremt dårlig) (Figur 3). De kartlagte Q-verdiene stemte delvis overens med hva den geologiske forundersøkelsen hadde estimert (*Jardfeingi, 2021*). Det var forventet at de delene av tunnelen som ville gå midt i basaltstrømmene ville ha Q-verdier mellom 10 til 20. Under driving viste det seg at disse forventede Q-verdiene var for høye, Q-verdiene ble her kartlagt til å variere mellom ca. 6 til 13. Tunnelen har en overdekning opp mot 150m. For det meste av tunnelen er overdekningen mellom 50 og 100 meter.




*Figur 3 Bergmassekvalitet fra kartlagte stuffer.*

Det ble påtruffet to ulike litologier (med omvandlingsvarianter) i tunnelen; basalt og et vulkanoklastisk sedimentært lag (Figur 4).




*Figur 4 Stuffbilde som viser to forskjellige basaltlag, skilt av et vulkanoklastisk sedimentært lag. Merk den rødlige, oksiderte fargen til øvre del av nederste basaltlag.*

Basalten er vanligvis gjennomsatt av tre sprekkesett, og har stedvis en tydelig søylestruktur. Sprekkene kjennetegnes ved at de er lukkede og har lav omvandlingsgrad med lite mineralfylling. Ved noen områder krysser tunnelen forkastningssoner, og i disse områdene er basalten og sprekkene sterkt omvandlet. Den øverste delen av basaltstrømmene består av scoria basalt, en oksidert, vesikulær og sterk oppsprukket magmabergart med betydelig lavere bergmassekvalitet enn de underliggende delene av basaltstrømmene.

De vulkanoklastiske sedimentære lagene ble kartlagt med en mye lavere Q-verdi, som stort sett lå under 0,1. Disse lagene kjennetegnes ved lav RQD, mange sprekkesett og moderat omvandling av sprekkeflater. Det er også påvist et betydelig innhold av svellende mineraler i disse lagene (*Terron-Almenara, 2024*). Det mest utfordrende med disse sedimentære lagene er deres oppførsel etter eksponering for luft og vann. De inneholder et hydrofilt materiale, som gjør at bergarten etter uttørking går fullstendig i oppløsning når de re-eksponeres for vann. Det er ikke gjort tester som har avdekket hva den faktiske årsaken til dette er. Forsøk med å legge disse håndstykkene i glass fylt med vann resulterte i en oppløsing av bergarten som kun tok noen få sekunder. Denne prosessen lagde en tydelig «knitre»-lyd, og gassbobler ble dannet. Sluttproduktet var et sandaktig materiale (Figur 5). Denne oppløsingen skjer kun hvis bergarten har fått tid til å tørke ut som følge av eksponering for luft. In-situ der denne bergarten er eksponert for grunnvann er ikke denne reaksjonen observert.

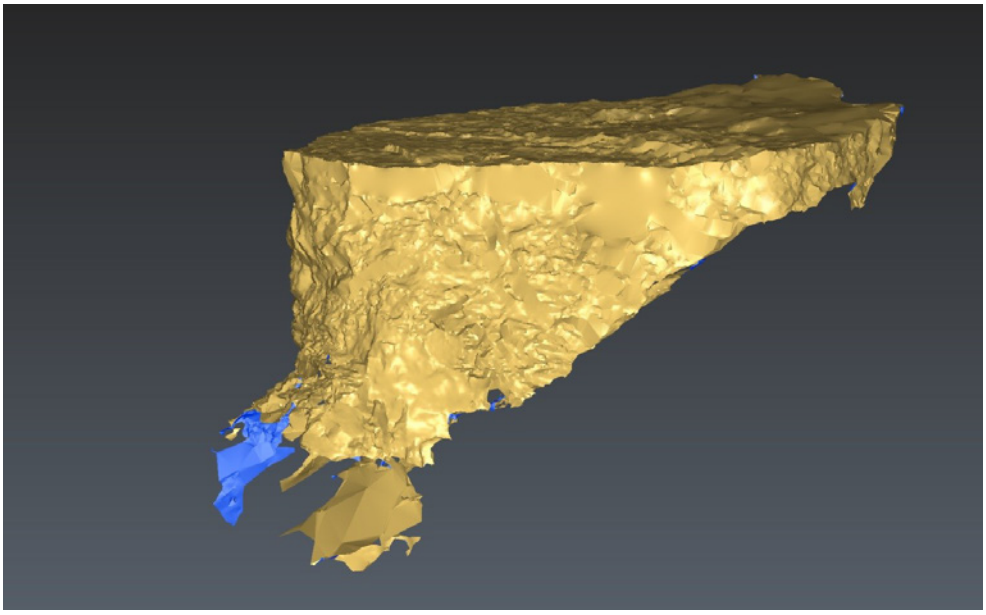
*Figur 5 Venstre: To håndstykker av det vulkanoklastiske laget. Høyre: Bildet tatt kun sekunder etter at håndstykker av det vulkanoklastiske laget er lagt i et glass med vann.*

Fámjintunnelen ble drevet i relativt tørre forhold, og det var sjeldent noe mer enn enkeltdrypp å observere i tunnelen. I områdene der det var et større innsig av vann ble det installert vannsikring. Det var kun ett tilfelle under tunneldrivingen der det var så høy innlekkasje at det ble satt en injeksjonsskjerm. Ved pel 2225 krysset tunnelen

en forkastningssone, og sonderingshull foran stuff som krysset forkastningssonen ga en innlekkasje på over 40 L/min i tunnelen.

**Ras**

Det andre raset skjedde på natten 9 oktober 2023, og det var etter denne hendelsen NGI ble involvert i prosjektet. 13 til 37 meter bak stuff raste taket inn, og en skanning av hulrommet avdekket at den utraste delen av bergmassen hadde et volum på ca. 1350 $m^3$. Rasområdet strakk seg fra pel 1981 til pel 2005, og hadde vært drevet gjennom og sikret de foregående 6 dagene før raset skjedde. Rasmassene bestod for det meste av basalt, og raset hadde fortsatt vertikalt oppover til toppen av basaltlaget og stoppet før det gikk over i neste lag (Figur 6). I dette området var det en tverrsnittsutvidelse i tunnelen på grunn av en havarilomme og en snunisje. Det var ingen personskader relatert til raset.



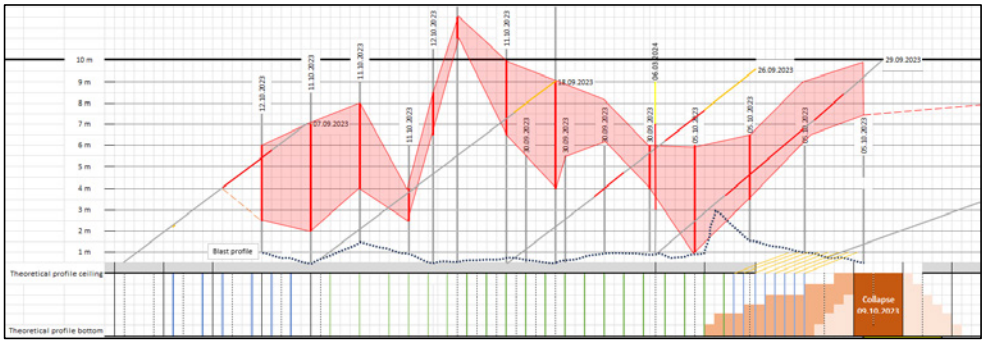
*Figur 6 Scan av volumet fra de utraste massene. Figur fra Metrostav Norge.*

Bergmassen i dette området var opprinnelig kartlagt til god kvalitet iht. Q-systemet. Basalten var moderat oppsprukket av tre sprekkesett uten tegn til leirmineraler. Som i resten av tunnelen var det lite til ikke noe innlekkasje av vann i tunnelen, og heller ingen andre indikasjoner fra Q-systemet om at bergmassen var dårlig (Tabell 1). Q-verdiene i området tilsier i henhold til Q-systemet bergsikring i form av 5-6 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting med 2.3 m boltavstand. Installert bergsikring på strekningen var noe tyngre enn Q-systemets anbefalinger, i form av 6 cm fiberforsterket sprøytebetong og systematisk bolting med 2.0 meters boltavstand.

*Tabell 1 Q-kartlegging fra strekningen det gikk ras.*

| Q-kartlegging | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Salvenr. (pel)** | 205 (p1982-1987) | 206 (p1987-1992) | 207 (p1992-1997) | 208 (p1997-2003) |
| **RQD** | 60 | 60 | 70 | 50 |
| **$J_n$** | 9 | 9 | 9 | 9 |
| **$J_r$** | 2 | 1,5 | 1,5 | 1 |
| **$J_a$** | 2 | 1 | 1 | 1 |
| **$J_w$** | 1 | 1 | 1 | 1 |
| **SRF** | 1 | 1 | 1 | 1 |
| **Q** | **6,7** | **10,0** | **11,7** | **5,6** |

**Supplerende bergsikring av tunnelstrekningen før raset**
Etter rashendelsen ble det iverksatt en grundig undersøkelse av bergmassen over tunnelen. En systematisk sonderboringskampanje ble gjennomført, med start 50m før raset ved pel 1930. Ved sonderboring ble fargen på spylevann og boresynk registrert. Resultatene fra sonderboringskampanjen er vist i Figur 7, i form av linjer med ulik farge. Grå farge symboliserer basalt, oransje og gul farge symboliserer svakhetssoner og rød farge symboliserer det vulkanoklastiske laget.




*Figur 7 Profilskisse av tunnel og resultater fra sonderboringer fra pel 1915 til pel 2005 i Famjintunnelen. Illustrasjon laget av Landsverk.*

Sonderboringene viste at på strekningen opp til rasmassene var det vulkanoklastiske laget kun få meter over tunnelheng, og avstanden mellom heng og det vulkanoklastiske laget varierte veldig over korte avstander. Sonderboringene avdekket også at områder like før rasområde hadde tilsvarende eller enda dårligere bergmasseforhold enn rasområdet.

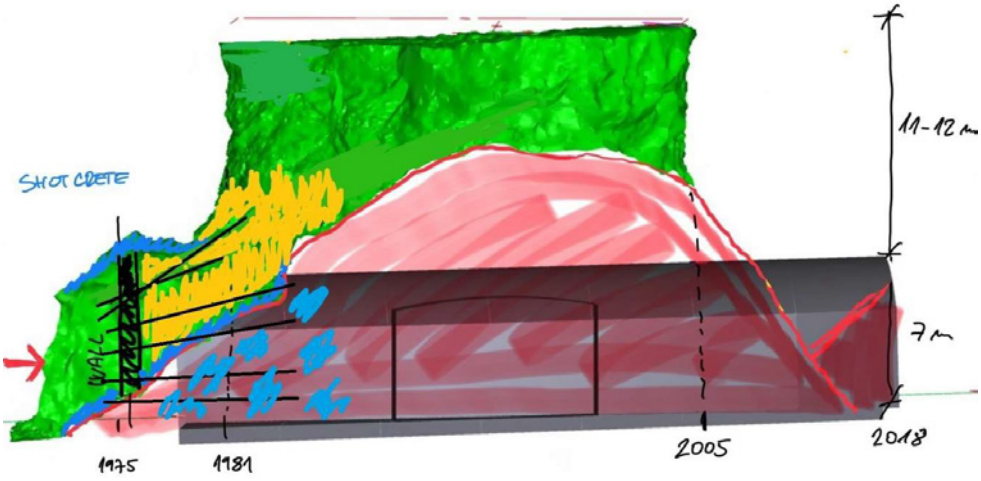
Etter rashendelsen i oktober 2023 fulgte dermed en lengre periode med installasjon av supplerende bergsikring opp mot rasområdet for å sørge for trygge arbeidsforhold i tunnelen, før arbeidet med å komme seg gjennom rasmassene begynte. Strekningen mellom pel 1933 og 1975 ble supplert med en kombinasjon av

enkeltarmerte og dobbeltarmerte sprøytebetongbuer, ekstra sprøytebetong og tettere boltemønster. Mellom pel 1960 og 1980 ble det lagt på ytterligere 80 mm sprøytebetong for å få en jevnere kontur til installering av buer. I ulike seksjoner av strekningen opp mot raset ble det satt opp både enkeltarmerte og dobbeltarmerte sprøytebetongbuer med en gjennomsnittlig avstand på 2.0 m, etter at en ny vurdering av bergmassen var gjennomført. Mellom buene ble det satt en ny rast med bolter, c/c 2.0 x 1.0 m.

Det er ikke nøyaktig kjent hva årsaken til raset var, om det var utløst av det vulkanoklastiske laget over tunnelen eller det utvidete tverrsnittet i området. Mest sannsynlig var kombinasjonen av begge den utløsende faktoren.

**Stabilisering av rasmasser og tunnel**
For å konsolidere og stabilisere rasmassene for å forberede for å drive gjennom disse, ble det fra sikret tunnel installert 32mm SDB (Self Drilling Bolts). Det ble brukt forskjellige lengder, og disse ble satt med ulike vinkler slik at en så stor del av rasmassene ble injisert. Gjennom boltene ble det injisert med sement for å stabilisere rasmassene. Det ble også lagt et stabiliserende lag med sprøytebetong på rasmassene. Da rasmassene og den omkringliggende bergmassen var tilstrekkelig sikret, ble hulrommet etter raset fylt med et ekspanderende polyureasilikat skum, for å hindre ytterligere blokkfall å skade installert sikring og tunnelprofil.

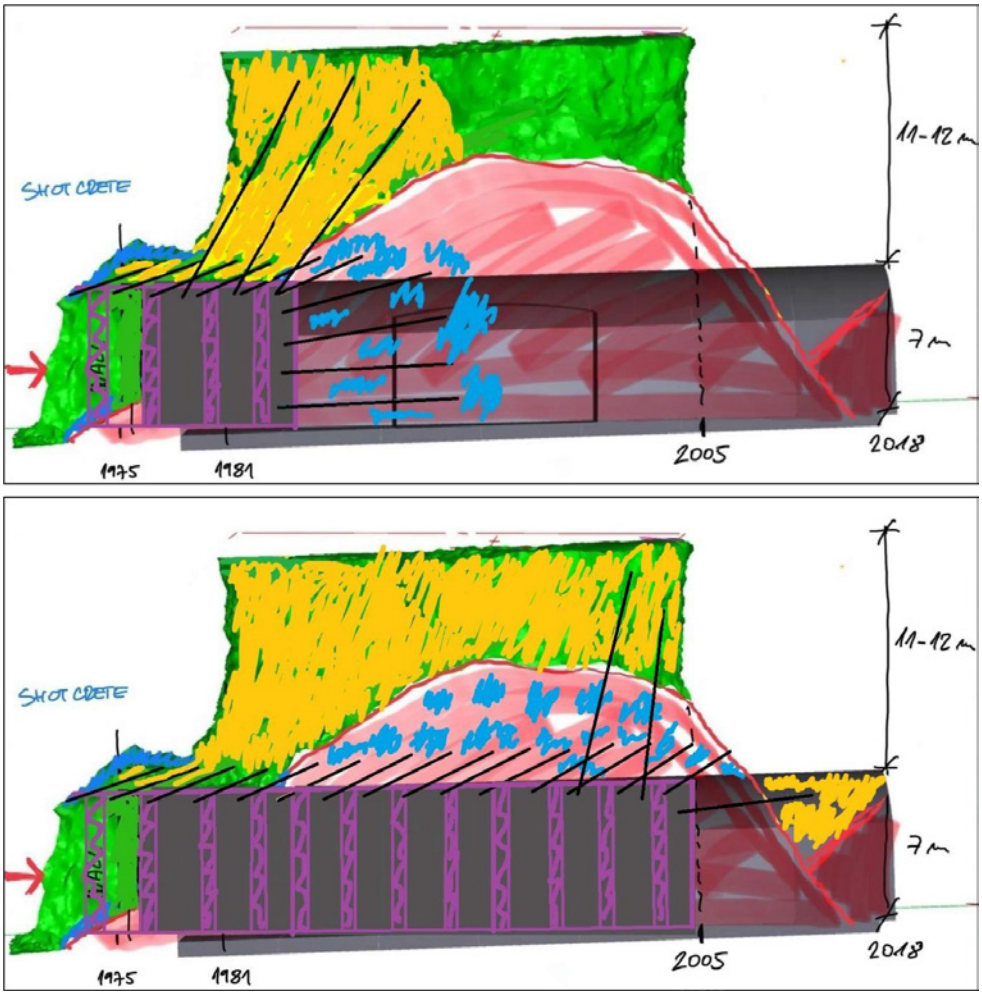
Prosedyren med injeksjon av rasmassene med sement og fylling av hulrommet over med polyureasilikat skum ble gjort med jevne mellomrom, slik at rasmassene var stabile nok til at man kunne drive tunnel gjennom dem i korte etapper (Figur 8).




*Figur 8 Prinsippskisse som illustrerer fremgangsmåten for stabilisering av rasmassene. Grønt omriss viser skann av rasområdet. Det røde er rasmasser, blått viser injisert sement og sprøytebetong, gult er ekspanderende skum. Skisse laget av Metrostav Norge.*

Ettersom man valgte å redusere tunnelprofilet til å ikke inkludere den tidligere utvidelsen med havarilomme på høyresiden, er det kun kompetent berg på venstre siden av tunnelen. På høyre side er det injiserte rasmasser med bakenforliggende

kompetent berg. Dette gjorde at gitterbuer var bedre egnet enn armerte sprøytebetongbuer (RRS), ettersom man manglet bergmasse i høyresiden og hengen for å forankre RRS-buene. I tillegg var entreprenøren mer kjent med gitterbuer, og mente dette gikk raskere. Tunnelen ble drevet gjennom de stabiliserte rasmassene med graving og pigging med 1 meters runder. Etter hver runde ble bergsikring i form av en kombinasjon av forbolting, radiell bolting, gitterbuer, armeringsnett i veggene og sprøytebetong brukt. Fremdriftsmetoden er skissert og vist i Figur 9.




*Figur 9 Planskisse av fremdriftsmetoden gjennom rasmassene. Skisser laget av Metrostav Norge.*

Den 28. mars 2024 var rasmassene sikret, og man var igjen fremme ved tunnelstuffen ved pel 2018 og klar for videre tunneldriving i berg – 171 dager etter at raset gikk.

**Vurdering av bergmassekartlegging**
Bergmassen ble på hver stuff kartlagt i henhold til Q-systemet (*NGI, 2015*), og bestilling av bergsikring ble gjort deretter. Som vist i (Figur 10) var det ingenting som ble avdekket under selve stuffkartleggingen som tydet på at et større ras i tunnelen kunne forventes. En gjennomgang og revidering av kartleggingen var uansett nødvendig for å sikre at det ikke ville gå flere ras i den gjenstående delen av tunnelen. Gjennomgangen ville også avdekke om det var deler av den allerede sikrede delen av tunnelen som hadde behov for supplerende sikring, akkurat som strekningen mellom pel 1933 og pel 1975 før raset ved pel 1981-2005.

**Spenningsreduksjonsfaktor SRF**
Spenningsreduksjonsfaktoren SRF beskriver forholdet mellom spenninger og bergartsstyrke rundt et undergrunnsanlegg i berg (*NGI, 2015*). I kompetent berg kan både spenninger i bergmassen og bergartsstyrken (i form av enaksiell trykkfasthet, (UCS)) måles og en realistisk verdi for SRF kan regnes ut.

I tilfellet Fámjintunnelen var ikke slike målinger tilgjengelige, slik at SRF ble basert på observasjoner og erfaringer gjort under kartlegging. Dette hadde vært angitt som middels bergspenninger og gunstige forhold, som iht. Q-systemet ga en SRF = 1 (Figur 10).

| Pel | Stuff # | RQD | Jn | Jr | Ja | Jw | SRF | Q-verdi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1936-1940 | 192 | 50 | 9 | 1 | 1,5 | 1 | 1 | **3,7** |
| 1940-1945 | 193 | 60 | 9 | 1 | 1 | 1 | 1 | **6,7** |
| 1945-1950 | 194 | 50 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **8,3** |
| 1950-1955 | 195 | 70 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **11,7** |
| 1955-1960 | 196 | 60 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **10,0** |
| 1960-1965 | 197 | 70 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **11,7** |
| 1965-1970 | 198 | 70 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **11,7** |
| 1970-1974 | 199 | 60 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **10,0** |
| 1974-1979 | 200 | 40 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **6,7** |
| 1979-1982 | 201 | 70 | 9 | 1 | 1 | 1 | 1 | **7,8** |
| 1982-1987 | 202 | 60 | 9 | 2 | 2 | 1 | 1 | **6,7** |
| 1987-1992 | 203 | 60 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **10,0** |
| 1992-1997 | 204 | 70 | 9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | **11,7** |
| 1997-2003 | 205 | 50 | 9 | 1 | 1 | 1 | 1 | **5,6** |
| 2003-2008 | 206 | 60 | 9 | 1 | 1 | 1 | 1 | **6,7** |

*Figur 10 Kartlagte Q-verdier på strekningen fra pel 1936 og frem til rastidspunktet, dvs. for strekningen som ble supplert med sikring.*

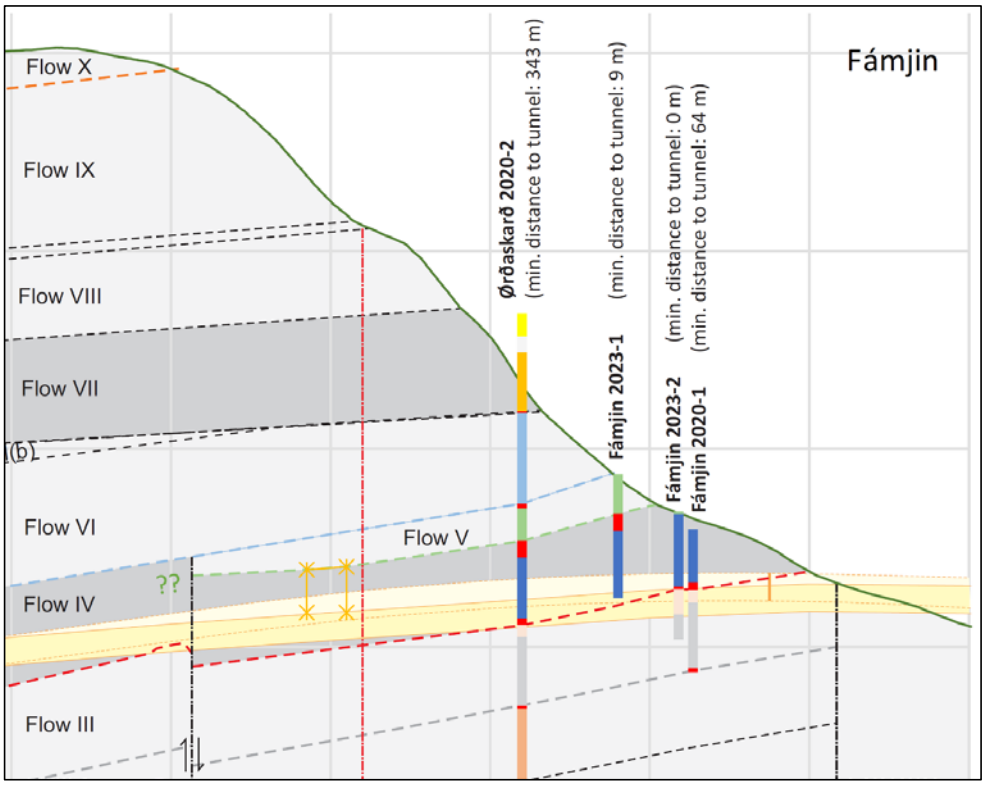
SRF kan også benyttes når det er andre forhold som påvirker spenningssituasjonen rundt tunnelen, som der det er kryssende svakhetssoner eller svellende berg rundt tunnelen (Tabell 6 i *NGI, 2015*).

For den gjenstående delen av Fámjintunnelen ble det bestemt at det vulkanoklastiske laget skulle betraktes som et inkompetent lag, da erfaringene fra tunneldrivingen viste at det var en direkte sammenheng mellom tunnelstabilitet og det horisontale laget. Tunnelen og det vulkanoklastiske laget gikk nærmest parallelt, slik at den negative påvirkningen på stabilitetssituasjonen forekom over lange

strekninger (Figur 11). Dermed ble det valgt at det var SRF = 10.0 som skulle benyttes når svakhetssonen er i øvre delen av tunnelstuff, slik som foreslått i tabell 6aA (*NGI, 2015*). Videre sier Q-systemet at denne SRF-verdien skal reduseres med 25-50% hvis svakhetssonen bare påvirker tunnelen, men ikke krysser den. Hva som defineres som nær avstand til tunnel, og innenfor hvilke avstander spenningssituasjonen påvirkes vil være forskjellig fra tunnel til tunnel, og også avhengig av bergart, sprekketetthet osv. For dette prosjektet og de ingeniørgeologiske erfaringene som var blitt gjort så langt ble følgende retningslinjer for SRF-verdi brukt:

- Vulkanoklastisk lag i øvre del av tunnelstuff: SRF = 10
- Avstand fra tunnelheng til underkant av vulkanoklastisk lag 0-3 meter: SRF 75% av 10 = 7.5
- Avstand fra tunnelheng til underkant av vulkanoklastisk lag 3-7 meter: SRF 50% av 10 = 5.0
- Avstand fra tunnelheng til underkant vulkanoklastisk lag >7 meter: SRF = 1.0

For å kunne bruke denne inndelingen den siste delen av tunnelen måtte det også kombineres med en sonderboringsplan hvor posisjonen til det vulkanoklastiske laget ble kontrollert. Basalt og det vulkanoklastiske sedimentære laget kunne enkelt skilles fra hverandre visuelt basert på fargen til spylevannet (svart/grått for basalt, rødt for vulkanoklastisk lag). Hver 15. meter ble det boret to sonderingshull, et 10m langt vertikalt hull og et skråhull på 30 grader på 20 meters dybde. Dermed kunne også SRF-verdien justeres underveis basert på resultatene fra sonderboring.



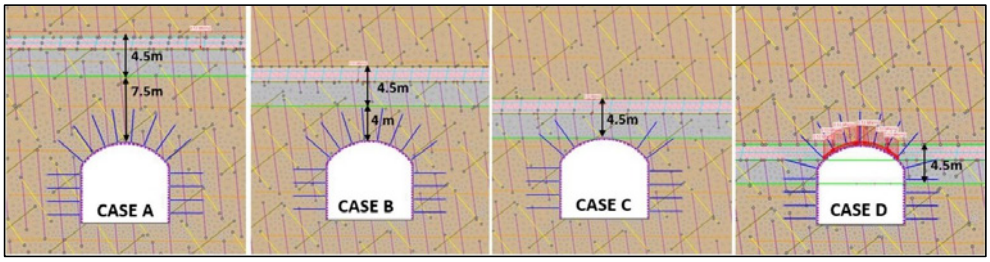

*Figur 11 Snitt av tunnelprofilet med kjerneboringer. De stiplede røde linjene viser tolket posisjon til vulkanoklastiske lag basert på kjerneboringer. Den gule streken er tunnelen. De siste 100 meterne av tunnelen ville gå i Flow III og et nytt vulkanoklastisk lag ville krysse opp i stuff og over tunnelheng. Figur fra Jardfeingi (2023).*

**Minimumssikring**

Selv med justeringen av SRF-faktoren ble det gjennomført ekstra tiltak i den gjenstående delen av tunnelen for å sørge for at det ikke gikk flere ras. Det ble besluttet at det skulle brukes et fast sikringsopplegg, gitt at kartlagt Q-verdi ikke anbefalte enda tyngre sikring. Dette for å fjerne den resterende usikkerheten om justeringen av SRF-faktoren var tilstrekkelig.

Fremgangsmåten for å definere en minimumssikring for Fámjintunnelen var to-delt. Den første delen var basert på de ingeniørgeologiske erfaringene som var blitt gjort så langt. Det ble vurdert hvilken effekt de ulike bergsikringsmetodene hadde hatt så langt, og da spesielt på strekningene der det vulkanoklastiske laget var nær tunnelen. Den andre delen var basert på analytiske beregninger og numeriske simuleringer som analyserte stabiliteten og bruddscenarioer for en rekke forskjellige geometriske konfigurasjoner. De numeriske simuleringene ble også supplert med data fra mekaniske og mineralogiske tester av de ulike bergartene utført ved Berglaboratoriet ved Institutt for Geovitenskap og Petroleum, NTNU i Trondheim. Stabilitetsanalyser ble gjennomført av både det færøyske konsulentselskapet

Landsbyggifelagið som var innleid av byggherre Landsverk gjennom hele prosjektet, og Institutt for Geovitenskap og Petroleum, NTNU, Trondheim ved PhD stipendiat Jorge Terron-Almenara (Figur 12).

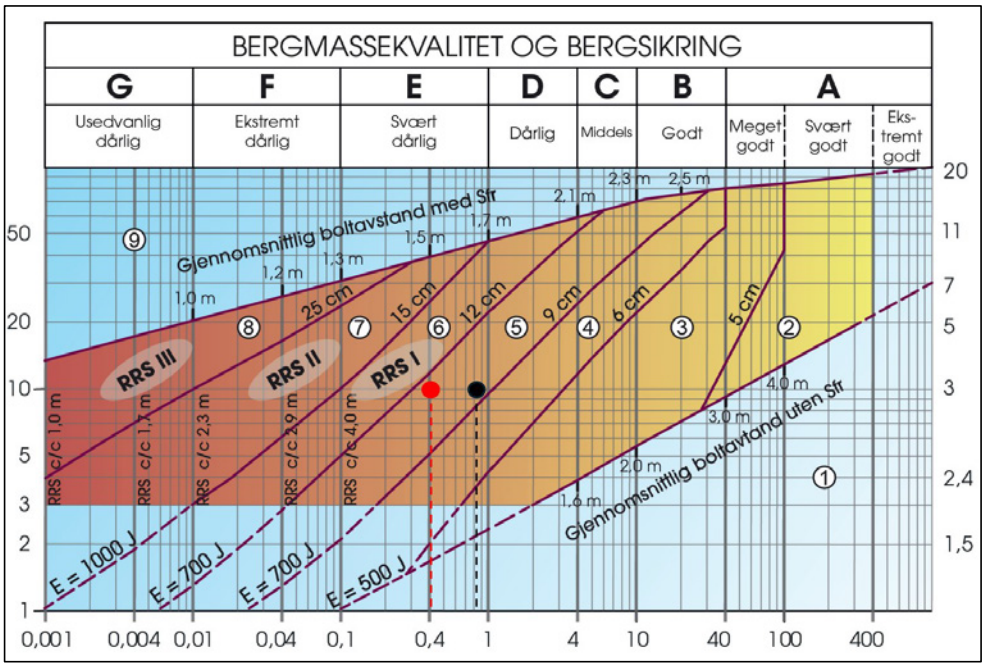



*Figur 12 Ulike scenarier som ble modellert av NTNU (Terron-Almenara, 2024). De ulike scenariene tok for seg ulike avstander mellom tunnel og det vulkanoklastiske laget.*

Fra disse beregningene ble det blant annet observert at når avstanden fra tunnelheng til det vulkanoklastiske laget var mer enn 7 meter, var avstanden stor nok til det vulkanoklastiske laget slik at den destabiliserende effekten fra denne litologien ikke påvirket tunnelstabiliteten (*Terron-Almenara, 2024*). På bakgrunn av dette ble SRF-verdiene presentert i forrige kapittel etablert. Mineralogiske tester fra NTNU påviste også det svellende mineralet nontronitt i det vulkanoklastiske laget.

Basert på den prosjektspesifikke erfaringen fra tunnelen og de numeriske beregningene ble det definert en minimumssikring som skulle benyttes uavhengig av kartlagt Q-verdi. Denne minimumssikringen bestod av 100 mm tykk fiberarmert sprøytebetong (E700) og 4m bolter med c/c 1.5m. For Fámjintunnelen ville det i praksis si at så lenge Q-verdi > 0.8 ville minimumssikringen benyttes. For å minimere påkjenninger på bergmassen ble også salvelengden redusert fra 5 meter til 3 meter.

Mot slutten av tunneldrivingen når overdekning minket og et nytt vulkanoklastisk lag kom i øvre del stuff eller rett over heng ble det økt til 120mm E700 sprøytebetong, som tilsvarer en Q-verdi på ca 0.4 (og SRF = 1) (Figur 13).




*Figur 13 Minimumssikring med tilhørende Q-verdi som ble brukt etter det andre raste i tunnelen. Svart sirkel viser nivået som ble fulgt rett etter raset, den røde viser minimumssikringen som ble brukt mot slutten av tunnelen når overdekningen minsket.*

Kjerneboringer fra overflaten gjennomført som en del av planleggingen av tunneltraseen hadde påvist at på de siste 100 meterne av tunnelen, mot Famjin, ville tunnelen skjære ned i basaltlag Flow III, og dermed også et nytt vulkanoklastisk lag (Figur 11). I tillegg ville det være liten avstand opp til det neste, overliggende vulkanoklastiske laget. Overdekningen ville også avta raskt og være under 50 meter. Det ble derfor bestemt at de siste 60 meterne skulle sikres systematisk med gitterbuer i tillegg til den allerede etablerte minimumssikringen. Gitterbuene ble installert med en c/c = 3.0 m, bortsett fra da tunnelen krysset gjennom en forkastningssone med ekstremt dårlig berg der buene ble satt med c/c = 1.5m (Figur 14). De siste 25 meterne før gjennomslag skulle avstanden mellom gitterbuer igjen reduseres til c/c 1.5m. Det ble i tillegg satt en rast med forbolter i hengen for hver gitterbue for å unngå utrasning av det vulkanoklastiske laget.

*Figur 14 Gitterbuer montert mot slutten av tunnelen, her med c/c 1.5m mens tunnelen ble drevet gjennom en forkastningssone.*

Med disse tiltakene iverksatt og hensyn ivaretatt, var det ingen flere uforutsette geologiske forhold som hindret fremdriften av tunnelen.  Den 19. juli 2024 ble siste salve skutt og den 1200 meter lange tunnelen mellom Ørðavík og Fámjin var ferdig drevet.

*Figur 15 Siste salve, 19 juli 2024. Det røde vulkanoklastiske laget er synlig i hengen.*

**Oppsummering**

Fámjintunnelen opplevde særdeles krevende stabilitetsforhold av bergmassen rundt tunnelen. Bergmassen som tidvis var av ekstremt dårlig kvalitet i forbindelse med det vulkanoklastiske laget gjorde dimensjonering og utførelsen av bergsikring utfordrende. Dette prosjektet belyste også faktumet at tradisjonell bergmasseklassifisering med Q-systemet ikke alltid fanger opp det reelle sikringsbehovet, og at en ingeniørgeologisk vurdering av bergmassen som helhet, både på stuff og rundt tunnelen, alltid må inkluderes som en del av prosessen. SRF er en parameter som ikke alltid kan kvantifiseres fra målbare data. I dette prosjektet ble det bestemt å definere en hel litologi som grunnlag for å forstå svakhetssonens egenskaper, og dimensjonere bergsikringen deretter.

**Referanser**

*Jardfeingi (2021). Composite geological report. Report for Landsverk. Jardfeingi – Faroese geological survey. Report nr. JF-J-2021-05.*

*Jardfeingi (2023). Borehole descriptions, Famjin tunnel, Suduroy. Report for Landsverk. Jardfeingi – Faroese geological survey. Report nr 09.*

*NGI (2015). Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning. Håndbok.*

*Terron-Almenara, J (2024). Fámjin tunnel – Laboratory testing and updated stability calculations. NTNU Rapport.*

Fjellsprengningskonferansen 2024

# TUNNELDRIVING MED TBM GJENNOM UTFORDRENDE GEOLOGISIKE FORHOLD VED EKEBERGFORKASTNINGEN I OSLO

**TBM-Excavation through challenging geological conditions at Ekeberg Regional Fault in Oslo**

Ingjerd Mørck (Fagansvarlig Geolog) og Joakim Navestad Hansen (Byggeleder TBM)
Oslo kommune Vann- og Avløpsetaten

## SAMMENDRAG

I prosjekt Ny Vannforsyning Oslo (NVO) har den regionale Ekebergforkastningen ved Alna blitt krysset med en dobbeltskjold TBM. Dette området er svært utfordrende for tunnelbygging av flere årsaker. Kombinasjonen av store løsmassetykkelser på opp til 90 m, bergoverdekning på bare 5 til 10 m, svært oppkunst berg som resultat av forkastningsaktiviteten, syredannende berg, kompleks hydrogeologi med høye vanntrykk, vannførende berg, gjør tunneldriving gjennom forkastningen til en av prosjektets store utfordringer.

Prosjektet valgte TBM for driving av den 11 km lange tunnelen mellom Huseby og Stubberud. Krav til sikkerhet under drivingen, økonomi, fremdrift, kvalitet og miljø lå til grunn for dette valget. Strekningen har flere geologiske og hydrogeologiske utfordringer. Ekebergforkastningen ble vurdert som den største. TBMen er skreddersydd for oppgaven og har et avansert boreskjold. Dette skjoldet gir plass til tre høyteknologiske borhamre, opprinnelig designet for konvensjonelle borerigger. Det muliggjør effektiv sonderboring og boring for forinjeksjon tilsvarende en sprengt tunnel. TBMen er også utstyrt med «state of the art» injeksjonsutstyr utviklet for konvensjonell tunneldriving.

Denne artikkelen oppsummerer erfaringene fra TBM-driving gjennom Ekebergforkastningen, med fokus på det maskintekniske, og de operative strategiene som ble brukt for å møte utfordringene.

## SUMMARY

As part of the ongoing "New Water Supply Oslo" project, the clean water tunnel construction includes excavation with a double shielded TBM through the Ekeberg Fault, a prominent regional fault in Oslo. This area presents a complex environment for tunneling for several reasons. The combination of thick layer of marine clay of 90 meters, rock cover of only 5 to 10 meters, highly fractured rock as a result of the fault activity, acid-forming rock, complex hydrogeology with high water pressures and hydraulic conductivity in rock and sediments, and surroundings sensitive to settlements makes tunneling through the fault zone one of the project’s greatest challenges.

To address these challenges, a TBM with an innovative design was employed, equipped with an advanced drilling shield. This shield offers additional space for high-tech drilling jumbos, facilitating efficient probe drilling. Extensive pre-excavation investigations and a comprehensive pre-grouting program through the zone, along with continuous monitoring of pore pressure, were essential to ensure project success while safeguarding the overlying infrastructure and maintaining environmental compliance.

This article summarizes the lessons learned from the TBM-excavation through the Ekeberg Regional Fault, focusing on the innovative design and operational strategies employed to navigate the complex geological conditions.

## INNLEDNING

### Om prosjektet

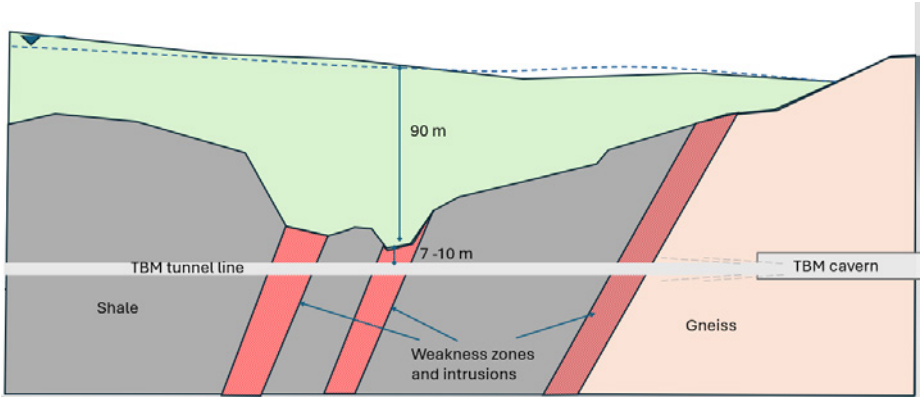
I dag er Oslo kommune helt avhengig av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg som forsyner 90% av befolkningen med rent og trygt drikkevann. En svikt i det nåværende vannforsyningssystemet vil få alvorlige konsekvenser for Oslo i løpet av få timer. For å forbedre redundansen og forsyningssikkerheten til Oslos vannforsyning, bygger Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten en fullgod reservevannsforsyning og distribusjonssystem for å kople nytt og eksisterende nett sammen. Prosjektet er delt opp i fire entrepriser hvorav tre er tunnelentrepriser: råvannstunnelen som skal føre vann fra Holsfjorden i vest til vannbehandlingsanlegget i Oslo på Huseby, bergrom for vannbehandlingsanlegget på Huseby og rentvannstunnelen som skal føre vannet fra det nye vannbehandlingsanlegget og ut til Oslo. Den fjerde entreprisen er bygging av prosessanlegg for vannbehanding

Entreprisen «rentvannstunnelen» innebærer en tunnel som går fra Huseby i vest til Alna i øst, en avgrening til eksisterende vannbehandlingsanlegg ved Maridalsvannet, nye høydebasseng i øst, pumpestasjon og flere tilkoblingspunkter til vannledningsnett. Tunnelen fra Huseby til Alna er 11 km lang og drives fra øst mot vest med en dobbeltskjold TBM. Tunnelen sikres med betongelementer som utgjør både bergsikring og en tilnærmet vanntett kledning.

## EKEBERGFORKASTNINGEN

Øst i prosjektområdet går tunneltraseen gjennom en regional forkastning. Forkastningen var aktiv i permtiden da de sedimentære bergartene fra kambro-silur ble nedforkastet flere tusen meter i Oslograben. På den østlige siden av forkastningen er det bygget en montasjehall for TBM i prekambrisk grunnfjellsgneis tilhørende Østfold-komplekset. Det består av granatbiotitt-gneis / bitotitt-muskovitt-gneis av sedimentær opprinnelse, samt en granittisk til granodiorittisk gneis, tilsvarende bergforhold som Romeriksporten ble bygget i.

Da forkastningene i Oslograben var aktive, var det også massiv vulkansk aktivitet. De eldste vulkanske intrusjonene er ofte å finne langs forkastningssonen. I den tidlige fasen av riftaktiviteten var den vulkanske magmaen mænaittisk, en sur og syenittisk magma som dannet horisontale intrusjoner som går parallelt med lagningen i de sedimentære bergartene. De er oftest å finne i de nedre kambriske sedimentene og særlig ofte nært alunskiferen. Tykkelsen på intrusjonen varierer fra noen får centimeter opp til 15 m. De forekommer ofte flere sammen i et lagdelt nettverk alternerende med alunskifer.




**Figur 1 -** *Denne figuren illustrerer de geologiske forholdene der tunnelen ble bygget gjennom Ekebergforkastningen. Lengst til venstre ligger TBM-montasjehallen der TBMen ble bygget og startet drivingen i gneis før den kom inn i selve forkastningssonen.*

På den nedforkastede siden er det sedimentære bergarter fra kambrium. Disse sedimentene er om lag 500 millioner år gamle og ble til i et oksygenfattig marint miljø. Her finnes alunskiferen, en sort skifer med høyt innhold av karbon, svovel og tungmetaller.

I kvartærtiden var Oslo dekket av en tykk iskappe. Isen eroderte dype renner langs eksisterende svakheter som forkastninger eller knusningssoner. Dette resulterte i en dyp depresjon i berggrunnen langs Ekebergforkastningen. Isen avsatte en bunnmorene over berget. Da isen smeltet, var området under havnivå. Marine sedimenter ble avsatt over en periode på flere tusen år over morenen og berggrunnen. Disse sedimentene består av marin leire, som er svært følsom for endringer i grunnvannstrykk og dermed sårbar for setninger.

I dag er området langs forkastningen et viktig knutepunkt for veitrafikk, jernbaner og industri. Bygninger og infrastruktur er direkte fundamentert på løsmassene og er svært følsomme for endringer i grunnen.

## UTFORDRINGER MED Å BYGGE TUNNEL GJENNOM EKEBERGFORKASTNINGEN PÅ ALNA

Å bygge tunnel gjennom Ekebergforkastningen byr få flere utfordringer:

- Forkastningssonen er sterkt oppknust og har svært lav bergmassekvalitet. Det er derfor nødvendig med tung bergsikring gjennom forkastningen.

- Den hydrogeologiske situasjonen er kompleks. Vannstrømningen i berget har tilførsel fra høydedraget i øst, gneisområdet, og gjennom berg. Konduktiviteten i forkastningen er høy og vannet føres langs sprekker, oppkunst bergmasse og de vulkanske intrusjonene ut bergmassen i den forkastede delen og til sedimentene i bunnmorenen. Sedimentene rett over berg i forkastningssonen har høy permeabilitet og er forseglet oppad av tykk tett leire. Dette gjør at grunnvannstrykket i berg og i nederste delen av løsmassene er artesisk.

- Bergoverflaten i dyprennen som følger forkastningen varierer mye på korte avstander. Sedimentene som ligger over, har tykkelse på mellom 10 m og 90 m. Den permeable morenen som ligger nederst, er svært hard. Det har derfor vært vanskelig å finne bergoverdekning langs tunneltraseen.

- Alunskifer er en utfordring i seg selv. Den inneholder mye svovel og tungmetaller som blant annet uran. Når den eksponeres for luft og vann, oksideres sulfidene og danner svovelsyre. Dette gir sur avrenning fra tunnelmassene, dersom de ikke håndteres riktig (Lytomt, 2024). Den sure avrenningen vil også kunne lekke tungmetaller og radionuklider til omgivelsene. I tillegg sveller alunskiferen når den reagerer med vann. Dette fører til konstruksjonsutfordringer for installasjoner som kommer i kontakt med skiferen dersom det ikke håndteres på rett måte (Multiconsult Norge AS, 2021).

- TBMen er en lang maskin som måtte monteres i to omganger. Det innebar at maskinen måtte ha et teknisk stopp i 10 dager for å montere den bakre delen. En slik stans i nærheten av en sone med komplisert hydrogeologi og svak bergmasse, gjør at det kan lekke grunnvann inn til maskinen og tunnelen. Å møte denne sonen i oppstarten av en TBM-operasjonen er en risiko i seg selv ettersom personell ikke har opparbeidet seg erfaring med å bruke den valgte TBMen.

## TEKNISKE VURDERINGER FOR Å MØTE DE GEOLOGISKE UTFORDRINGENE

Beslutningen med å drive tunnelen gjennom Ekebergforkastningen med TBM i istedenfor boring og sprengning, lente seg i stor grad på forståelsen av de geologiske utfordringene. TBMen, en dobbeltskjold-maskin, gir en kontinuerlig beskyttelse mot nedfall og bygger kontinuerlig bergsikring i form av prefabrikkerte armerte betongelementer. Høy inndrift sammen med effektiv forinjeksjon (Isachsen et. al, 2024) sikret at tiden det tar å krysse svakhetssonen blir kortere sammenliknet med en boret og sprengt tunnel. En konvensjonell drevet tunnel ville krevd tung bergsikring med forbolter, buer, sprøytebetong og forsiktig sprengning. I et tidlig stadium av prosjektet ble det vurdert å drive en lengre starttunnel gjennom svakhetssonen. Dette kunne være gunstig med tanke på tid og logistikk, der TBM-en kunne monteres i én enkelt fase. Men med alle geologiske risikoer tatt i betraktning, ble konklusjonen en kortere sprengt starttunnel og montering av TBM-en i to faser. Med denne metoden reduserte vi risikoen ved passering av svakhetssonen.

## GEOLOGISKE FORUNDERSØKELSER

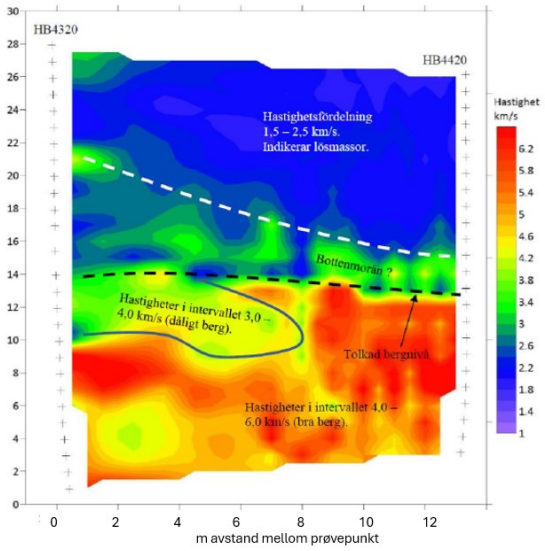
Grundige forundersøkelser er en forutsetning for å kunne lykkes ved driving gjennom en så utfordrende sone som Ekebergforkastningen. Prosjektet har lagt ned mye arbeid i forundersøkelser. I de første fasene av prosjektet ble det utført refraksjonsseismikk for å få et overblikk over dybde til berg og en indikasjon på svakhetssoner i berget. I enkelte områder på Alna var det ikke mulig å utføre seismiske undersøkelser på grunn av et gammelt avfallsdeponi som kunne avgi eksplosive gasser.

Refraksjonsseismiske undersøkelser har noen begrensninger. For eksempel er den tolkede løsmassetykkelsen angitt med en usikkerhet på mellom 15 og 20 %. Når det er bratt helning på bergoverflaten øker også usikkerheten (Multiconsult Norge AS, 2021).

I området på Alna har morenelaget som ligger rett over berg stedvis høyere akustisk impedans enn den oppknuste berggrunnen. Dette gir dårlige refleksjoner fra bergoverflaten og gjør den vanskeligere å kartlegge.

Det har blitt utført omfattende geotekniske undersøkelser. Stedvis er det svært dypt til berg. Energitapet langs borestrengen er såpass stort at det ikke er nok energi igjen til å bore gjennom bunnmorenen og dermed få en sikker bergpåvisning. Det var derfor mange boringer som enten ble avsluttet før berg ble påtruffet, eller de ble avsluttet uten sikker påvisning av berg. Det ble besluttet å benytte en annen borerigg, en sonic rig, som er sterkere og som kan ta prøvemateriale på ønskede dyp slik at det var mulig å se om det var bunnmorenen eller berggrunnen som var påtruffet. Denne metoden bekreftet at flere av de geotekniske undersøkelsene var avsluttet i bunnmorenen og dermed ikke gav informasjon om bergoverflaten.

Grunnundersøkelsene bekreftet at området ved forkastningen har svært stor løsmassetykkelse og stor variasjon i dybde til berg over korte avstander. Geotekniske undersøkelser og refraksjonsseismiske undersøkelser kunne derfor ikke bekrefte at det var bergoverdekning langs tunneltraseen gjennom forkastningssonen. For å få sikrere informasjon om bergoverflaten ble det boret brønner til berg med tilhørende geofysiske undersøkelser av brønnene. Brønnene ble boret for å bekrefte dybde til berg i kritiske områder, for å teste de hydrauliske egenskapene i berget med Lugeon-tester og for å ta prøvemateriale av berget slik at omfanget av syredannende berg kan estimeres. Det var også et mål å bestemme hvor overgangen fra gneis til skifer kan forventes på tunnelnivå.




**Figur 2** - *Illustrasjon av tolket modell fra seismisk tomografi mellom to av borehullene fra GeoVista og Geomap Norge 2021. Figuren viser en hastighetsmodell og geologisk tolkning.*

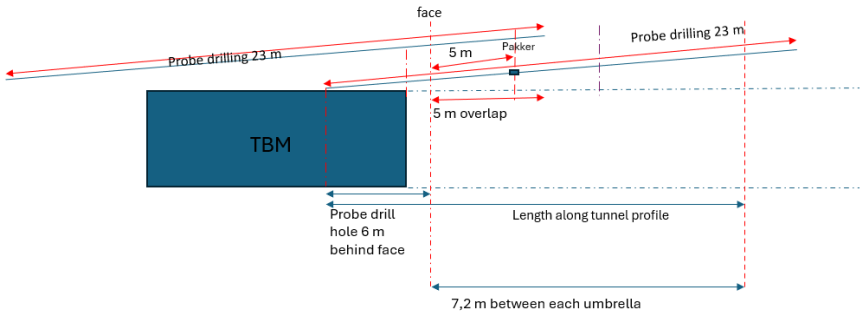
I tillegg til optisk og geofysisk borhullslogging, ble det utført seismisk tomografi (seismisk mellomhullsseismikk) mellom borehullene. Dette var en ny metode både for prosjektet og for geofysikerne som utførte undersøkelsen. Tomografien ble uført av GeoVista AS og Geomap Norge AS med en kabel med geofoner i et borehull og en kabel med små eksplosiver i et annet borehull. Dette ble utført i et system av brønner før geofysikerne tolket seismikken og modellerte bergoverflaten, svake soner i berget og bunnmorenen (GeoVista og Geomap Norge, 2021).

## STRATEGI FOR Å DRIVE TUNNEL GJENNOM EKEBERGFORKASTNINGEN

Å krysse Ekebergforkastningen var en av prosjektets store risikoer. Prosjektet har jobbet systematisk helt fra den første fasen av prosjektet for å redusere risikoen. I tillegg til forundersøkelsene har det vært gjort andre forberedelser før driving gjennom sonen startet.

Det har blitt utført en lang rekke arbeidsmøter og risikovurderinger i alle prosjektets faser slik at alle risker ble identifisert og risikoreduserende tiltak ble implementert i tide. Alle parter i prosjektet, inkludert ekstern ekspertise, har deltatt i arbeidsmøtene med egne og uavhengige vurderinger. Dette arbeidet har laget grunnlaget for en detaljert plan for hvordan forkastningssonen skulle krysses. TBMen er designet for å håndtere de stedlige geologiske utfordringene, og utstyr for å håndtere eventuelle nødsituasjoner var tilgjengelig på anlegget.

Å kunne håndtere grunnvann var en kritisk suksessfaktor for å krysse sonen, så vel som i prosjektet generelt. TBMen har et innovativt design, utstyrt med et avansert boreskjold og har et komplett system for forinjeksjon (Isachsen et al. 2024). Den er utstyrt med et eget boreskjold for langhullsboring plassert like bak kutterhodet. I boreskjoldet er det tre borhammere med høy kapasitet, som kan opereres samtidig, og som har delvis overlappende rekkevidde. Skjoldet har 24 åpninger med styringsrør for borstengene for å få godt ansett ved sonder- og injeksjonsboring. Plassering av borhammerne i boreskjoldet sikrer et trygt arbeidsrom for operatørene (Wehrmeyer, 2024). Det er også en dedikert bakriggseksjon med injeksjonspumper og sementblandere. Dette gjør det mulig å utføre forinjeksjon på tilnærmet same måte som for en boret og sprengt tunnel.




**Figur 3** - *Prinsippskisse av plan for forinjeksjon gjennom Ekebergforkastningen. Det ble boret i alle de 24 portene, 23 m lange borhull med 7,2 m mellom hver injeksjonsskjerm.*

Bergmassen i forkastningssonen krever tung bergsikring. Det ble derfor prosjektert spesielt forsterkede betongelementer til betongkledningen gjennom sonen. Disse segmentene kan også benyttes dersom fjellforholdene skulle bli så dårlige at gripperne ikke ville fungere, og det derfor ville bli nødvendig å drive gjennom sonen i enkeltskjoldmodus. I enkeltskjoldmodus sikres fremdriften ved å presse mot etablert betonglining, og minimerer avhengigheten mellom fjellforhold og fremdrift.

I tillegg til grunnundersøkelsene utført i forprosjektet og detaljprosjektet, ble det gjort kjerneboring like over tunneltraseen gjennom forkastingen. Denne undersøkelsen ga endelig bekreftelse på bergoverdekning gjennom sonen. I tillegg ga den nyttig informasjon om hvor det var best å stanse TBMen for forinjeksjon, og for montering av bakriggen.

Utover forberedelsen på maskindesign og forundersøkelser, ble det laget en strategi for å krysse sonen. Den kan kort oppsummeres som følger:

1. Forbedre berget før driving: Før TBMen startet opp, ble det utført forinjeksjon fra TBM-montasjehallen og fra borehullene fra forundersøkelsene som ble bort fra dagen. Dette sikret at TBMen startet i forinjisert berg og at det var rom for å teste utstyret for forinjeksjon i mindre sensitive omgivelser.
2. Sonderboring og forinjeksjon: Det ble benyttet en konservativ injeksjonsprosedyre for kryssing av forkastningen. Det ble boret korte skjermer, skjermer med stor overlapp og med alle tilgjengelige hull i skjermen. Dette gir tidlig indikasjon på hvilke forhold som møter TBMen i neste syklus, og legger til rette for målrettet injeksjon i spesielt utfordrende soner.
3. Bormaskinene logger mwd fortløpende under sonderboring og minst en av sonderhullene skulle logges med optisk televiewer med gammalogger for å gi oss mest mulig informasjon om forholdene foran stuff.
4. Vanntette barrierer i tunnelkledningen ble planlagt med høy frekvens for å sikre at eventuelt innlekkasjevann ikke dreneres inn i spalteåpningen mellom berg og tunnelkledning over tid.

## HVORDAN DET HAR GÅTT

Konklusjonen, drøyt fire måneder etter passeringen av Ekebergforkastningen, viser at tunneldrivingen var vellykket. Stabiliteten i bergmassen ble med de beskrevne metodene ble ivaretatt med betongsegmenter og forinjeksjon. Grunnvannet ble håndtert gjennom omfattende, systematisk forinjeksjon i hele området, samt kontinuerlig overvåkning av poretrykk. TBMen, med sitt innovative design beskrevet tidligere, viste oss viktigheten av en tidlig risikobasert planleggingsfase. I denne fasen var det mulig å avdekke geologiske risikoer og tilpasse TBM-designet og strategien deretter. Denne fasen har vist seg å være den viktigste suksessfaktoren.

Det viste seg å være viktig å ha en plan med flere tilgjengelige verktøy i verktøykassa. Dette gjorde oss mindre sårbare for uforutsette utfordringer med både maskinen og geologien. Det viste seg for eksempel å være stedvis utfordrende å bore alle de 24 sonder- og injeksjonshullene i de planlagte injeksjonsskjermene. Utfordringene knyttet seg til:

- Stedvis svært dårlig bergmassekvalitet som førte til kollaps i sonderhull slik at injeksjonspakkere ikke kunne installeres.
- Tidvis vanskelig å få ansett med borkronen gjennom 8-gradershullene på grunn av utfall.
- Lokal ansamling av borkaks som blokkerte en eller flere injeksjonshull.

Store overlapp mellom injeksjonsskjermene gjorde oss fleksible nok til å kunne droppe noen av sonderingshullene eller injeksjonshullene. Å ha en redundant plan ga oss tid til å gjøre lokale tilpasninger. En injeksjonsskjerm ble ved flere anledninger mislykket, men man hadde allikevel muligheten til å bore noen ringer frem og prøve igjen.

Infiltrasjonsbrønner ble satt i drift for å bidra til å gjenopprette grunnvannsnivået. Vanntette barrierer bak segmentene ble installert cirka hver 100. meter eller oftere. Dette bidro til å raskere etablere vanntrykk bak segmentkledningen og reetablere naturlig grunnvannstand. I tillegg til tradisjonell tilbakefyllingsmasse med to-komponent, ble etterinjeksjon i form av vanlig microsement pumpet inn fra baksiden. Alt i alt var passeringen av Ekebergforkastningen vellykket uten noen store problemer som ikke var tatt hensyn til før oppstarten.

## KILDER

*G. Isachsen et al. 2024, "Lessons learned from pregrouting from TBMs with new innovative design in challenging water conditions", Article WTC 2025 Stockholm*

*G. Wehrmeyer 2024, "TBM requirements in the Scandinavian market", Article WTC2025 Stockholm*

*H. Lytomt, 2024 «Detektering av syredannende berg med XRF på NVO», Artikkel til Fjellsprengningskonferansen 2024*

*GeoVista og Geomap Norge, «Seismisk tomografi i borrhålssektionerna HB4320-HB4420 och HB4420-HB4520 i Oslo» 2021*

*Multiconsult Norge AS, "Ingeniørgeologisk og hydrogelogisk rapport - NVO-MA-40-CK-002-0», 2021.*

# KAN KUNSTIG INTELLIGENS TA KOMPLEKSE BESLUTNINGER VED TUNNELDRIVING? EKSEMPLER FRA D&B OG TBM

## Can Artificial Intelligence make complex decisions in tunnelling? Examples from D&B and TBM

Tom F. Hansen, Engineering Geologist, NGI

Georg H. Erharter, Engineering Geologist, NGI

## SAMMENDRAG

Kunstig intelligens (KI) kan forbedre og automatisere komplekse beslutninger ved tunneldriving. KI kan også identifisere nye strategier som mennesker ikke har vurdert. I en serie studier har vi undersøkt hvordan vi kan bruke Reinforcement learning (RL) til å trene KI-modeller for: 1) å gi beslutningsstøtte til kjerneoperasjoner i drill and blast (D&B)-drivesyklusen (sprengningsgeometri, stuffsikring, drive-logistikk), og 2) vedlikehold av kutterdisker ved driving med tunnel bore maskin (TBM). En RL-modell har lært en strategi for når kutterhodet skal entres for å bytte disker, hvilke som skal flyttes og hvor, og hvilke som skal byttes ut. Begge modeller viser godt samsvar med menneskelige strategier, men viser også et potensial for å identifisere gunstigere løsninger.

Et minimumskrav for en nyttig KI-modell er at den leverer på dagens menneskelige nivå. Hvis modellen identifiserer nye og bedre strategier, er den desto mer verdifull. RL-modeller lærer ved at en «agent» tar beslutninger i et raskt endrende simuleringsmiljø og får umiddelbar tilbakemelding på om handlingen var bra eller dårlig i forhold til et overordnet mål. Dette ligner på hvordan barn lærer gjennom utforsking og tilbakemelding. RL-agenten bruker denne informasjonen, generaliserer og lærer gjennom tusenvis av repetisjoner i nye miljøer, en optimalisert beslutningsstrategi. Våre studier viser at RL-modeller har et betydelig potensial for å forbedre og automatisere komplekse beslutninger under jord.

## SUMMARY

Artificial Intelligence (AI) can improve and automate complex decision-making processes in tunnelling. AI can also identify new strategies that humans have not considered. In a series of studies, we investigated how we can use Reinforcement Learning (RL) to train AI models for: 1) providing decision support for core operations in the drill and blast (D&B) driving cycle (blasting geometry, rock support, drive logistics), and 2) the maintenance of cutter discs during Tunnel Boring Machine (TBM) operations. An RL model has learned a strategy for when to enter the cutterhead for disc replacement, which discs to move and where, and which to replace. Both models align well with human strategies but also show potential for identifying more advantageous solutions.

A minimum requirement for a useful AI model is that it performs at today's human level. If the model identifies new and better strategies, it becomes even more valuable. RL models learn by having an "agent" make decisions in a rapidly changing simulation environment, receiving immediate feedback on whether the action was good or bad in relation to an overarching goal. This is similar to how children learn through exploration and feedback. The RL agent uses this information, generalises, and learns an optimised decision-making strategy through thousands of repetitions in new environments. Our studies show that RL models have significant potential to improve and automate complex underground decision-making.

## INTRODUCTION

Tunnelling projects, particularly in challenging geological conditions, require the careful coordination of multiple interdependent decisions. These decisions encompass a wide range of parameters and processes, including blasting geometry, rock support installation, excavation logistics, and the maintenance of critical machinery components. Traditional decision-making approaches in tunnelling have often relied heavily on the expertise and subjective judgement of engineers. However, such an approach can be limited by human biases, differing levels of expertise, and the inherent complexity of the underground environment. In this context, artificial intelligence (AI), specifically machine learning techniques like reinforcement learning (RL), offers promising avenues for optimising complex decision-making processes, thereby enhancing operational safety and efficiency.

In this paper, we explore how reinforcement learning can be applied to two distinct use cases within tunnelling to provide decision support and optimise key processes. The two examples covered are: 1) decision-making in conventional drill and blast (D&B) tunnelling (Erharter et al., 2021), involving blasting geometry, rock support, and excavation logistics, and 2) maintenance decisions for cutter discs in Tunnel Boring Machine (TBM) operations (Erharter & Hansen, 2022; Hansen et al., 2024). By exemplifying these two use cases, we aim to demonstrate the potential of machine learning, with a particular focus on reinforcement learning, in advancing complex decision-making capabilities in tunnelling.

The use of RL-based agents in tunnelling operations can increase the efficiency of operations and help minimise the risks associated with subjective decision-making. For example, in D&B operations, reinforcement learning has been used to determine optimal blasting length, improve the timing of rock support installation, and streamline the entire excavation cycle. Similarly, in TBM operations, RL-based strategies have demonstrated their effectiveness in cutter disk maintenance, deciding on replacement timing, and optimising the arrangement of cutters, all while adapting to the variability of geological conditions.

An advantage of reinforcement learning lies in its capacity to learn and adapt to complex, dynamic environments through repeated trial and feedback. Similar to how children learn through exploration, an RL agent interacts with a simulated environment, learns from the outcomes of its actions, and refines its decision-making strategy to achieve the best possible outcome over time. Both studies discussed in this paper

highlight the alignment of RL strategies with existing human approaches while also uncovering more effective solutions that may have gone unnoticed due to the limitations of human perception or operational constraints.

The structure of the paper is as follows: In Chapter 2, we provide a background on complex decision-making in tunnelling, followed by an overview of reinforcement learning concepts and its applications in other industries. Chapter 3 presents the first use case, focusing on the application of RL in the drill and blast tunnelling process. Chapter 4 details the second use case, involving RL for cutter maintenance optimisation in TBM operations. Finally, Chapter 5 concludes the paper by summarising our findings and providing insights into potential future developments in the application of AI in underground construction.

## BACKGROUND

The chapter exemplify the challenges of complex decision-making in rock tunnelling and explores reinforcement learning as a potential approach for optimisation. The fundamental concepts of reinforcement learning are explained, followed by examples of its application in other industries, demonstrating its versatility for managing complex, dynamic systems.

### Complex decision-making needs to be optimised

In D&B tunnelling, decisions such as permanent rock support, advance support, blasting geometry, charging plans, rock grouting, and controlling TBM-tunnelling parameters like rotation speed and thrust involve significant subjective judgement and challenging data interpretation.

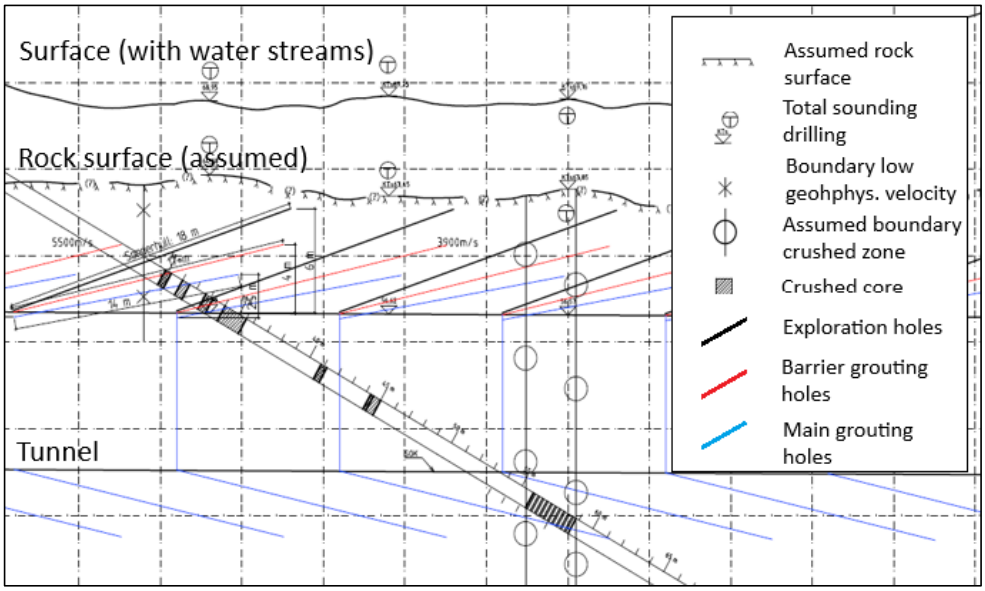



*Figure 1: Planned tunnel excavation through broken ground with low overburden. Planned advance rock support and blasting round lengths are not included. Based on a figure from (Hansen, 2014).*

The combined decisions a face engineer must handle increase the risk considerably. Literature has primarily addressed single decisions (Apoji et al., 2023).

In zones like the one described in Figure 1, excavating through faulted, broken ground with low rock cover and surface water streams requires optimised decisions combining tools and actions such as advance support, timing of permanent support, exploratory holes, ground stabilisation, and blasting design. Figure 2 shows the rock status and advance-support in the middle of this zone. In TBM tunnelling, a combined decision might involve the timing and method of cutter disc maintenance.

*Figure 2: Left: Timely installation of spiling bolts and RRS on face, passing through the zone visualised in Figure 1. Without these bolts, a significant roof fall could have occurred. Right: After blasting the roof deterioration has stopped in the spiling bolts (source: author).*

**Concepts of reinforcement learning**

Reinforcement learning (RL) is a category of machine learning (ML). Machine learning refers to the development of algorithms that enable computers to learn from data and make predictions or decisions without being explicitly programmed for each task. Other common types of machine learning include supervised learning, where a model is trained to map input features to output labels, such as predicting rock type from Measure While Drilling (MWD) data, and unsupervised learning, which involves clustering or reducing the dimensionality of unlabelled data by identifying patterns and intrinsic structures within the features (Géron, 2022).

In RL an agent (think: a person or a robot) learns to make decisions by interacting with an environment (Sutton & Barto, 2018). At each time step, the agent observes the current state of the environment and chooses an action based on it. The agent receives rewards or penalties based on its actions and aims to maximise cumulative rewards over time. Unlike supervised learning, there is no explicit mapping from inputs to outputs; instead, the agent must explore different strategies and learn from the consequences of its actions. A key concept in RL is the trade-off between exploration and exploitation. The agent must explore the environment to find the best actions while exploiting known information to maximise rewards. A conceptual architecture is demonstrated in Figure 3.

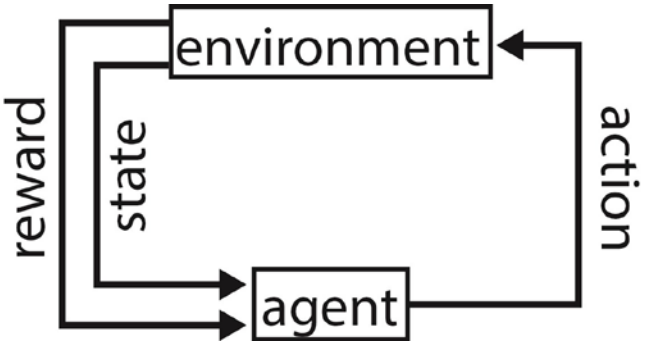



*Figure 3: Conceptual architecture of an RL system. Figure from (Sutton & Barto, 2018).*

**Application of reinforcement learning in other industries**

Reinforcement Learning has demonstrated significant potential across a wide range of industries beyond tunnelling, showcasing its versatility in optimising decision-making processes and improving operational efficiency, from traditional manufacturing, extending into areas like autonomous drilling, HVAC (Heating, Ventilation, and Air Conditioning) systems, and chemical production scheduling. Each application demonstrates RL's potential for handling complex, dynamic systems and optimizing operational efficiency.

In the oil and gas industry, reinforcement learning has been applied to enhance autonomous drilling systems. In a study focused on a rotary drilling system, Q-learning algorithms were utilized to dynamically adjust drilling parameters, such as rotary speed and axial force, based on real-time feedback. This approach minimizes manual trial-and-error adjustments, leading to improved drilling efficiency and optimized footage drilled per unit of time (Amadi et al., 2022).

Another notable application in directional drilling involved training an RL agent to follow planned well trajectories autonomously. In this setup, the RL agent determines an optimal sequence of motor control operations—sliding and rotating—to maintain trajectory accuracy. This method shows promise in efficiently navigating complex well formations and reducing deviation from planned paths (Yu et al., 2021).

Additionally, reinforcement learning has been explored for well control optimization to maximize oil production. Using actor-critic RL models, agents were trained to minimize production disturbances like slugging while optimizing valve positions and gas lift pressure. This led to a 17% improvement in production and reduced slugging impact, showcasing the adaptability of RL in managing real-world, complex oil production dynamics (Poort et al., 2022).

In the industrial HVAC sector, hierarchical reinforcement learning has proven effective for controlling heating, ventilation, and air conditioning systems. By employing a multi-agent hierarchical approach, this application ensures energy efficiency while adhering to operational safety constraints, reducing energy costs without compromising equipment safety in an HVAC system (Wong et al., 2022).

In chemical manufacturing, reinforcement learning has been successfully applied to optimize production scheduling. A deep reinforcement learning model was developed to manage scheduling dynamically, allowing for real-time adjustments in response to shifts in production demand and resource availability. This approach demonstrated an improvement over traditional scheduling methods, making RL a promising tool for enhancing flexibility and efficiency in chemical production (Hubbs et al., 2020).

## REINFORCEMENT LEARNING FOR COMPLEX DECISION MAKING IN ROCK TUNNELLING

The two studies presented explore the application of artificial intelligence in complex decision-making for rock tunnelling. The trained agents exhibit decision-making capabilities comparable to or indicate surpassing human performance in simulated tunnelling environments.

### Reinforcement learning-based process optimisation and strategy development in conventional tunnelling.

The study by Erharter et al (2021) addresses the challenge of optimising complex decision-making in conventional Drill & Blast tunnelling, which traditionally relies on the experience of rock engineers. This experience-based approach can lead to outdated practices and national biases. The study, describing an RL-framework named TunnRL, uses RL to explore tunnelling strategies without these constraints.

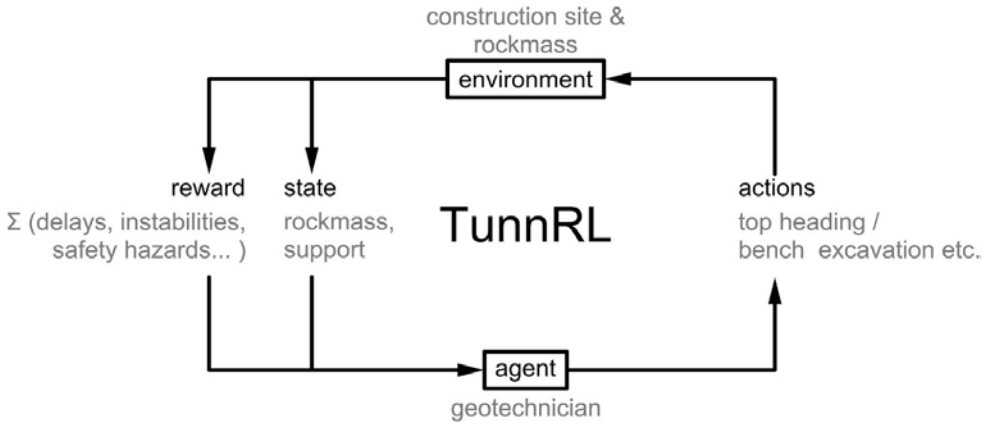



*Figure 4: RL architecture for TunnRL. Figure from (Erharter et al., 2021).*

The study was the first to apply RL to tunnelling. It introduces an RL framework for optimising excavation strategies in conventional tunnelling. A cross section of the tunnel profile is given in Figure 5 and a conceptual RL architecture is shown in Figure 4. A virtual environment simulates the changing rock mass conditions, modelled by the statistical principle of a random walk, and the tunnel excavation processes (see Figure 6). A deep Q-network (DQN) agent, visualised in Figure 7, interacts with two types of ground conditions (favourable and unfavourable) over a 200 m tunnel length. The

agent selects from eight actions (see Table 1), including top heading and bench excavation, with different advance lengths and face support options.

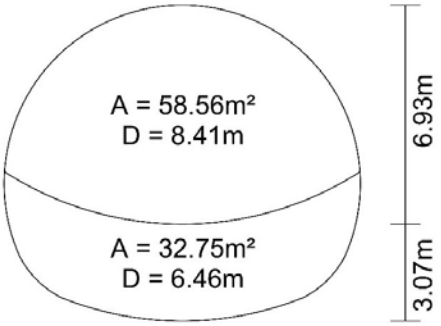



*Figure 5. Cross section of the tunnel of the given simulation. Figure from (Erharter et al., 2021).*

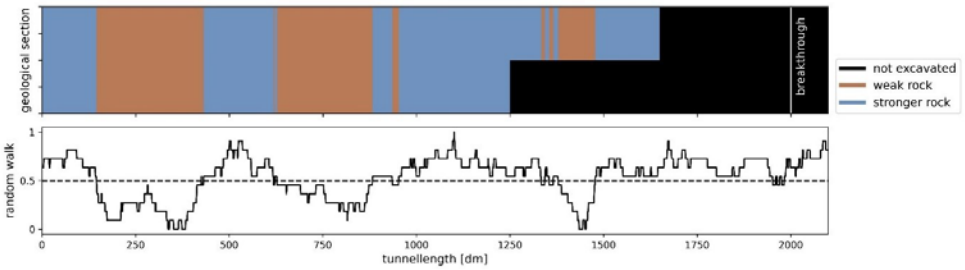



*Figure 6: Top row: an exemplary unique geological section, where brown indicates weak (rt1) and blue stronger rock (rt2). The positions of the top heading and bench are at 165.0m and 125.0m respectively. Bottom row: the random walk that is used to generate the geological section. Values above 0.5 are converted to rt2 and below to rt1. Note that the x-axis is the tunnel length in decimetres which corresponds to the number of datapoints of the random walk. Figure from (Erharter et al., 2021).*

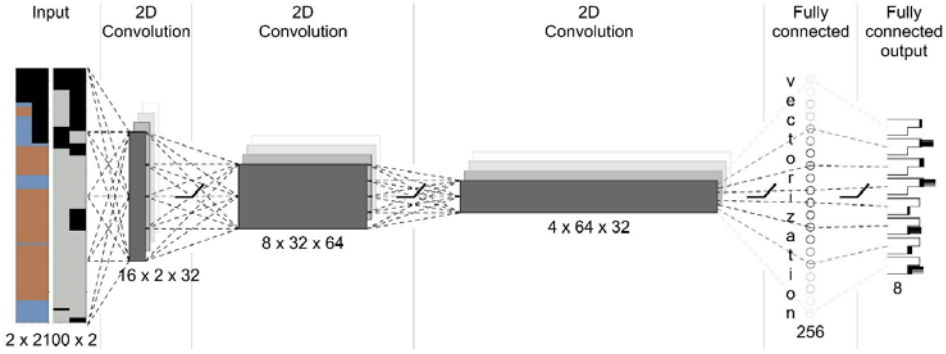



*Figure 7: Schematic representation of the DQN agent's ANN architecture. Note the visualisation of rock mass matrix and the support matrix to the left. The numbers below each layer are the shape of the layer's weights. Symbols at the output layer represent the eight possible actions that are chosen via Q-values (not to conflict with the Q-system) by the agent. Figure from (Erharter et al., 2021).*

*Table 1: The eight possible actions the agent can choose from.*

| **action code ($a$)** | **excavation** | **advance length [m]** | **face support** |
|---|---|---|---|
| 110 | top heading | 2 | No |
| 112 | top heading | 2 | Yes |
| 150 | top heading | 4 | No |
| 152 | top heading | 4 | Yes |
| 200 | bench | 2 | No |
| 202 | bench | 2 | Yes |
| 220 | bench | 4 | No |
| 222 | bench | 4 | Yes |

The agent (the geotechnician) decides on an action in the environment, such as "top heading excavation," "bench excavation," or "installation of face support." The environment represents the construction site, encompassing all its processes and the rock mass, described at each step by the state of the environment and the reward system. The reward reflects the cumulative impact of delays (both planned and unplanned) and complications resulting from the geotechnician's decisions. The state is the current status of the excavation, including details about past and recent rock mass conditions as well as the already installed support.

The training process involved training the agent for 120,000 episodes, each with a new rock mass environment, to fine-tune the agent's decision-making capabilities, aiming to minimise the number of excavation rounds while ensuring tunnel stability. The reward system penalises actions that lead to instabilities or inefficient sequences, such as having the bench excavation further ahead than the top heading. The optimal policies discovered mirror real-world practices, like alternating long advance lengths with and without face support.

Key performance results show that the agent successfully reduced face instabilities and the number of rounds. The best-performing agent achieved an average reward of 391 out of 400 points per episode and used approximately 106 blasts per episode to complete the tunnel. The study highlights the potential for RL to discover efficient, economical tunnelling strategies that can support or surpass traditional decision-making approaches.

Figure 8 exemplifies the decisions made by an agent trained on 10 000 episodes, excavating 100 m of a simulated tunnel. In summary, the agent adopts a strategy involving long advance lengths and support installation ahead of the face. It operates economically by alternating between supported and unsupported blasts and minimising changes between top heading excavation and bench. This approach resembles real-world tunnelling methods such as the New Austrian Tunnelling Method (NATM) and the "Adeco" method (Lunardi, 2008), which also employ heavy support and long advances to address rock mass conditions.

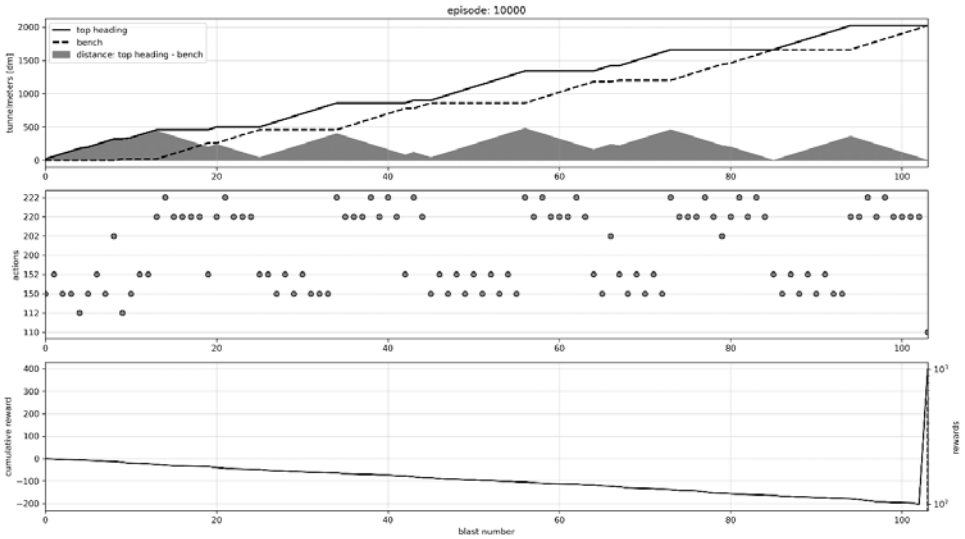



*Figure 8: Exemplary log of one episode. The x-axis shows the number of moves the agent needed to achieve breakthrough (i.e. 106): Top row: Logged position of top heading excavation (solid line), bench excavation (dashed line) and the difference between (grey area). Middle row: Record of the actions (see Table 1 for the corresponding action codes). Bottom row: cumulative reward throughout the episode. Figure from (Erharter et al., 2021).*

## Towards reinforcement learning - driven TBM cutter changing policies

Effective TBM cutter replacement is key to optimising TBM tunnelling operations. Current approaches rely heavily on operator judgement, lacking automation and systematic decision-making. Although significant progress has been made in predicting cutter wear, the optimal timing and method for cutter replacement remain unresolved. The computational framework, named TunnRL-CC (Cutter Changing) outlined in Hansen et al (2024), addresses this gap by employing RL to automate and optimise the cutter changing process (see Figure 9 for a conceptual overview).

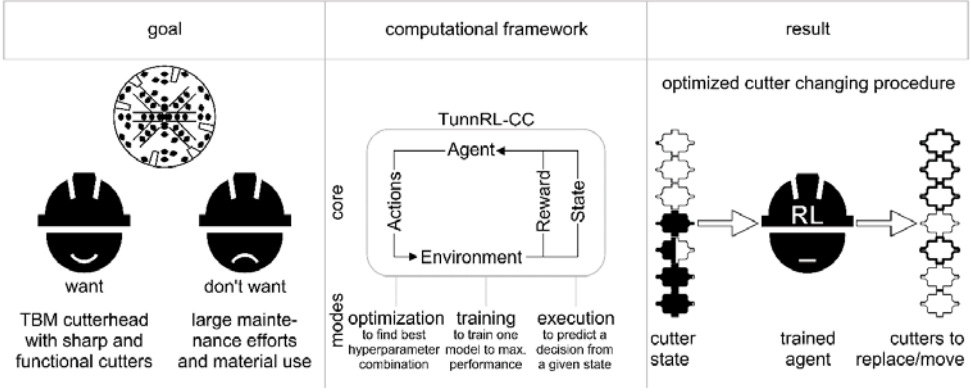



*Figure 9: Overview of the TunnRL-CC framework. Left: goal; middle: computational framework; right: result. Figure from (Hansen et al., 2024).*

The agent (the geotechnician or decision-maker) takes an action in the environment, such as deciding on which cutters to replace or move during Tunnel Boring Machine

(TBM) operations. In TunnRL-CC a simulation environment is developed to model TBM cutter wear under various geological conditions. A key aspect in the geological representation involves simulating the blockyness on the face. For this we used a ”blockyness index”- the field penetration index for blocky rock mass conditions, ($FPI_{blocky}$), developed by (Delisio & Zhao, 2014). $FPI_{blocky}$ is dependent on the volumetric joint count ($J_v$) and uniaxial compressive strength (UCS) which was simulated using the random walk technique (see Figure 10). An exemplary episode of 1000 strokes of generated data is visualised in Figure 10, as a base for the RL simulation environment. Each row shows different information; volumetric joint count, UCS, $FPI_{blocky}$, thrust force, penetration rate, number of broken cutters due to blocks.

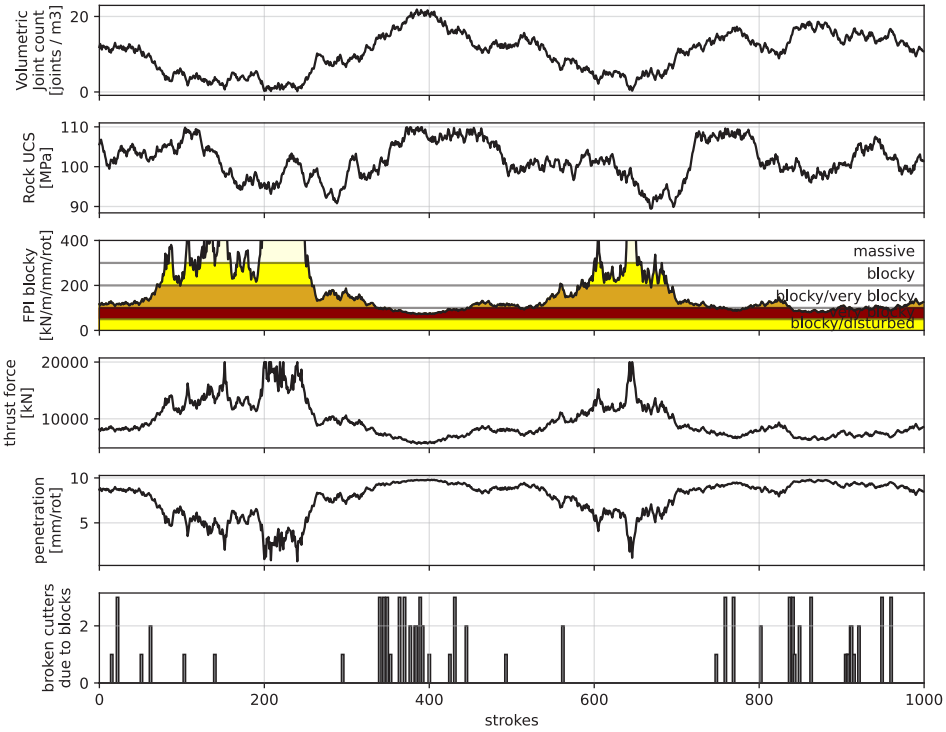



*Figure 10: exemplary episode with 1000 strokes of generated data as the base for the reinforcement learning simulation. Row 1: volumetric joint count generated by a random walk with boundaries; Row 2: intact rock UCS generated by a random walk with boundaries; Row 3: computed $FPI_{blocky}$; Row 4: computed TBM thrust force; Row 5: computed TBM penetration; Row 6: broken cutters per episode due to the occurrence of blocky rock mass behavior in individual strokes. Figure from (Hansen et al., 2024).*

The environment represents the TBM cutterhead and its operational context, described at each timestep by the state of the environment, which includes the condition of the cutters (represented by a cutter life value) and the rock face, as well as the reward system. The reward is defined based on optimising maintenance efforts and minimising material use, ultimately aiming for a cutterhead with sharp and functional cutters. The state is the current condition of the cutterhead, including information on which cutters are functional and which are worn. Through reinforcement learning, the agent learns

an optimal cutter-changing procedure that balances operational performance and maintenance efficiency, resulting in a trained decision-making model that outputs the best strategy for cutter replacement and movement.

The RL agent was trained for 400 to 5200 episodes, with each episode containing 1000 strokes, to autonomously decide when and how to replace or relocate cutters. Various reinforcement Learning algorithms was compared, such as the on-policy algorithms Proximal Policy Optimisation (PPO), Advantage Actor-Critic (A2C), and the off-policy algorithms Twin Delayed Deep Deterministic Policy Gradient (TD3), and Deep Deterministic Policy Gradient (DDPG). The agent's performance was measured using key metrics such as the number of broken cutters per stroke, with TD3 achieving an optimal rate of 1.35 broken cutters per stroke and a maximum reward score of 942 out of 1000.

The TunnRL-CC framework demonstrates that off-policy algorithms, particularly TD3, outperform on-policy methods by learning strategies that minimise cutter replacements (0.028 per stroke) and efficiently relocate cutters (1.66 moves per stroke). These strategies reduce TBM maintenance costs while maximising operational efficiency. The system offers scalability across different TBM sizes and geological conditions, improving decision-making compared to traditional manual approaches.

Figure 11 illustrates the decisions made by a trained TD3 agent during 300 strokes of 1.8 m (totalling 540 m of tunnel excavation) in a specific rock mass environment. The learned policy prominently avoids frequent entry into the cutterhead. Typically, maintenance occurs every 15-40 strokes. When the reward decreases for several strokes due to cutter wear, the agent performs maintenance, incurring a cost shown by a reward drop, to ensure the cutterhead remains efficient. Actions on cutters, such as replacement and movement, are grouped, with the agent tending to address nearly all cutters at once. This marks a significant improvement over previous studies, where agents acted more randomly (Erharter & Hansen, 2022). Unlike less effective agents, the best-performing TD3 agents do not focus on individual cutters. Given the environmental parameters, the agent learns to prefer moving cutters over replacing them, except for the centremost cutters, which are replaced more frequently. The agent tolerates up to three simultaneous broken cutters for some strokes but rarely more than one on the cutterhead, shown as black horizontal lines for cutter life in Figure 11. Occasionally, the agent acts in consecutive strokes, performing multiple moves and replacements.

An RL-based recommender system for cutter-changing policies in TBMs benefits multiple stakeholders. For TBM site operators, RL algorithms like the TD3 model optimise cutter-changing decisions, enhancing TBM performance, boosting productivity, and reducing downtime. This leads to improved maintenance strategies, cost savings, and more efficient excavation processes, resulting in better resource allocation and reduced manual inspection. For project owners and contractors, optimised cutter-changing policies driven by RL algorithms reduce costs, improve timelines, and increase overall project efficiency, ensuring smoother operations and successful project completion.

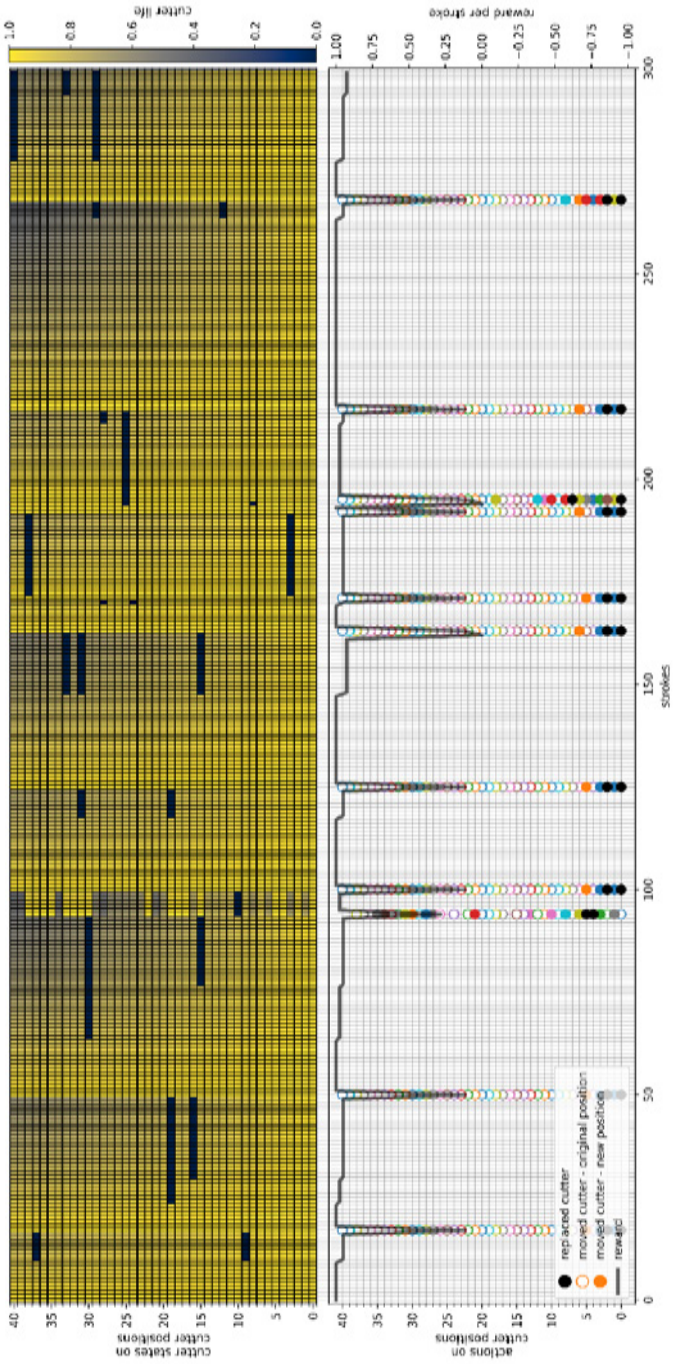



*Figure 11: Decisions made by a trained TD3 agent excavating 300 strokes of 1.8 m (540 m sequential tunnel excavation). In every stroke (visualized by a vertical line) we see the status of the reward, the wearing of each of the 41 cutters, and an eventual action made on each of the cutters. Note the pattern of replacement of center cutters (lower numbers) and movement of outer cutters. Figure from (Hansen et al., 2024).*

## CONCLUSIONS

This paper demonstrates the significant potential of Reinforcement Learning (RL) for enhancing decision-making processes in underground tunnelling operations. By investigating applications in both D&B and TBM tunnelling, we highlight how RL-based agents can support or even indicate the surpassing of traditional human-driven strategies, providing optimised solutions that improve efficiency and safety. Specifically, the RL models are applied to:

1. **D&B Tunnelling**: RL demonstrates its capability to optimise key parameters, such as blasting length, advance rock support, and excavation logistics, resulting in improved tunnelling efficiency while maintaining safety.
2. **TBM Cutter Maintenance**: The RL agent effectively learns when and how to replace or relocate cutters, optimising maintenance frequency and cost.

The key findings of this research illustrate that RL offers an approach for decision-making in tunnelling operations, helping overcome challenges associated with complex geological conditions and subjective human judgement. The successful application of RL methods in both D&B and TBM processes suggests that AI can play an important role in improving operational outcomes, making underground construction more efficient and predictable.

## OUTLOOK

Looking ahead, the application of RL in tunnelling presents numerous opportunities for future research and industrial implementation. The presented studies are currently conceptual and require further development to evolve into fully functional models for real-world scenarios, where input to the simulation environments will come from real-time data collection via sensors and monitoring systems. Advancing this research will require focusing on several key areas:

1. **Generalisation to diverse and complex simulation environments**: Extending the current RL models to a wider variety of more realistic settings, including 3D geometry of the TBM cutterhead and increased complexity such as 3D geometry of the tunnel, along with a broader range of possible actions, will enhance their robustness and adaptability. Future studies should involve training models on diverse rock mass scenarios to improve their ability to generalise and adapt to the different geological conditions encountered during real-world tunnelling projects.
2. **Real-time application and field trials:** Moving RL applications from simulation to real-world practice will require real-time testing and field trials. Developing RL systems that operate in conjunction with existing control and monitoring systems on-site, providing decision support in real time, is a crucial next step for industrial adoption.
3. **Collaboration with industry stakeholders**: Successful implementation of RL in tunnelling will depend on collaboration between researchers, technology developers, and industry stakeholders. Engaging stakeholders early in the

development phase will ensure that solutions meet practical requirements and can be seamlessly integrated into current tunnelling operations.

4. **Enhanced safety protocols**: RL models could be further developed to focus on improving safety protocols by incorporating safety-specific reward functions. Such models can assist in predicting and mitigating hazardous conditions, thereby enhancing worker safety during tunnelling activities.

Overall, while challenges remain, the promising results achieved in the presented studies, point toward a future where AI-driven decision-making can be a significant component in underground construction. With continued research and collaboration, RL has the potential to transform how complex decisions are made in the tunnelling industry, making the process safer, more efficient, and more reliable.

## REFERENCES

Amadi, K. W., Iyalla, I., Radhakrishna, P., Al Saba, M. T., & Waly, M. M. (2022, October 31). *Continuous Dynamic Drill-Off Test Whilst Drilling Using Reinforcement Learning in Autonomous Rotary Drilling System*. ADIPEC. https://doi.org/10.2118/211723-MS

Apoji, D., Sheil, B., & Soga, K. (2023). Shaping the future of tunneling with data and emerging technologies. *Data-Centric Engineering*, *4*, e29. https://doi.org/10.1017/dce.2023.24

Delisio, A., & Zhao, J. (2014). A new model for TBM performance prediction in blocky rock conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *43*, 440–452. https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.06.004

Erharter, G. H., & Hansen, T. F. (2022). Towards optimized TBM cutter changing policies with reinforcement learning. *Geomechanics and Tunnelling*, *15*(5), 665–670. https://doi.org/10.1002/geot.202200032

Erharter, G. H., Hansen, T. F., Liu, Z., & Marcher, T. (2021). Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunneling. *Automation in Construction*, *127*, 103701. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103701

Géron, A. (2022). *Hands-On Machine Learning with Scikit-Learn, Keras, and TensorFlow: Concepts, Tools, and Techniques to Build Intelligent Systems* (3rd edition). O'Reilly Media.

Hansen, T. F. (2014). Jernbaneprosjektet Farriseidet – Porsgrunn. 7 dobbeltsporede jernbanetunneler på til sammen 15,3 km. Status i prosjektet og bergtekniske utfordringer. *Fjellsprengningskonferansen 2014*, 206–216.

Hansen, T. F., Erharter, G. H., & Marcher, T. (2024). Towards reinforcement learning—Driven TBM cutter changing policies. *Automation in Construction*, *165*, 105505. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2024.105505

Hubbs, C. D., Li, C., Sahinidis, N. V., Grossmann, I. E., & Wassick, J. M. (2020). A deep reinforcement learning approach for chemical production scheduling. *Computers & Chemical Engineering*, *141*, 106982. https://doi.org/10.1016/j.compchemeng.2020.106982

Lunardi, P. (2008). *Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*. Springer Science & Business Media.

Poort, J., Van der Waa, J., Mannucci, T., & Shoeibi Omrani, P. (2022, September 26). *An Optimum Well Control Using Reinforcement Learning and Policy Transfer; Application to Production Optimization and Slugging Minimization*. SPE Annual Technical Conference and Exhibition. https://doi.org/10.2118/210277-MS

Sutton, R. S., & Barto, A. G. (2018). *Reinforcement Learning, second edition: An Introduction* (2nd edition). Bradford Books.

Wong, W., Dutta, P., Voicu, O., Chervonyi, Y., Paduraru, C., & Luo, J. (2022). *Optimizing Industrial HVAC Systems with Hierarchical Reinforcement Learning* (arXiv:2209.08112). arXiv. https://doi.org/10.48550/arXiv.2209.08112

Yu, Y., Chen, W., Liu, Q., Chau, M., Vesselinov, V., & Meehan, R. (2021, March 8). *Training an Automated Directional Drilling Agent with Deep Reinforcement Learning in a Simulated Environment*. SPE/IADC International Drilling Conference and Exhibition. https://doi.org/10.2118/204105-MS

**Kan AI effektivisere og øke fremdrift i bergarbeid?**

**Can AI improve efficiency and increate progress in rock work?**

Mathias Jern & Mattias Fagerlund, Nitro Consult AB

**SAMMENDRAG**

Vid många bergschaktningsprojekt i urban miljö innebär vibrationsrestriktioner betydande kostnader i projekten på grund av mindre salvor och därav långsammare bergschaktning. I en upphandling finns restriktioner gällande detta, oftast i den s.k. riskanalysen, där restriktionerna finns med men där man inte bedömt konsekvenserna. Detta ställer i sin tur stora krav på entreprenörens bedömning vilket medför stora osäkerheter i prissättningen och risker för oförutsedda kostnader i projekten.

Genom att kvantifiera konsekvensen av restriktionerna dvs vilka områden/volymer som behöver schaktas med olika metoder (minskad samverkande laddning, eventuellt även sågning, mekaniska metoder etc.) kan man i upphandlingen ta fram kalkylerbara storheter vilket skulle ge en betydligt bättre förutsägbarhet i många projekt. Indata till analysen kan fås antingen via en provsprängning eller att man använder erfarenheter från liknande projekt.

Traditionell regressionsanalys fungerar bra i många sammanhang men har vissa problem. Framför allt är spridningen stor vilket gör att de samverkande laddningar som föreslås blir mindre än vad som skulle kunna vara fallet med en bättre prediktionsmodell. Det är också svårt att prognostisera utanför de platser (mätpunkter) där man redan mätt. AI/ML modeller har därför testats för att visa på sätt att öka både noggrannheten och generaliseringsmöjligheterna med vibrationsmodeller.

**SUMMARY**

In many rock excavation projects in urban environments, vibration restrictions lead to significant project costs due to smaller blasts and consequently slower rock excavation. In procurement processes, there are restrictions concerning this, often in the risk analysis, where the restrictions are included but their consequences are not assessed. This, in turn, places great demands on the contractor's judgement, leading to significant uncertainties in pricing and risks of unforeseen costs in the projects.

By quantifying the consequences of the restrictions – that is, identifying which areas/volumes need to be excavated using different methods – calculable quantities can be developed during procurement, which would provide significantly better predictability in many projects. Input data for the analysis can be obtained either through a test blast or by using experiences from similar projects.

Traditional regression analysis works well in many contexts but has certain problems. Above all, the variance is large, which means that the proposed combined charges are smaller than what could have been the case with a better prediction model. It is also difficult to forecast beyond the locations (measurement points) where measurements have already been taken. AI/ML models have therefore been tested to demonstrate ways to increase both the accuracy and the generalization capabilities of vibration models.

**INNLEDNING**

Vid upphandling av bergschaktningsarbete anges ofta bergvolym (m3) och yta kontur (m2) samt krav på kontur och botten. Begränsningar på sprängningen såsom närliggande objekt inkluderas normalt i form av en riskanalys vilken identifierar vilka objekt som sprängningarna behöver anpassas till, riskanalysen innehåller även restriktioner i form av maximalt tillåtna vibrationsnivåer.

Bedömningen hur dessa restriktioner påverkar projektet lämnas dock oftast över till entreprenören att bedöma.

Eftersom konsekvensen (ekonomiskt) av dessa restriktioner kan vara mycket stor på hur sprängningen kan bedrivas innebär det en risk att den entreprenör som underskattar detta problem mest kommer att vara den som vinner en upphandling. Det är också en uppenbar risk att man får en stor spridning i anbuden då olika entreprenörer kommer att räkna på olika förutsättningar. Genom att ge tydliga förutsättningar med mindre möjlighet till tolkning och spekulation minskar antalet konflikter under och efter projektet.

**Konventionell vibrationsprognos**

En vibrationsprognos görs normalt via den s.k. skallagsekvationen:

$$V = A\left(\frac{r}{\sqrt{Q}}\right)^{-B}$$

*Där*
*V= prognostiserad svängningshastighet (mm/s)*
*r= avstånd*
*Q= samverkande laddning*

*av borrhål, Forsmark 2019.*

A och B är platsberoende konstanter vilka bestäms via regressionsanalys från vibrationsdata.

Parametern $\left(\frac{r}{\sqrt{Q}}\right)$ kallas skaldistansen och förkortas SD.

Vibrationsprognosen kan sedan tillsammans med restriktionerna från riskanalysen, användas för att ta fram en indriftsanalys eller laddkarta som visar hur det är möjligt att spränga berget, identifiera om det behövs sågas slits eller om man till och med behöver använda mekaniska schaktmetoder.

Detta kan även kvantifieras för att kunna bedöma hur stora volymer som kan plockas ut efter olika förutsättningar.

Indata till prognosen kan fås på flera sätt

- Provsprängning
- Existerande salvdata
- Erfarenhetsvärden

I ett nytt projekt finns sällan tillgång till existerande salvdata så provsprängning är ofta det verktyg man har tillgängligt.

Erfarenhetsvärden fungerar till en viss utsträckning, i detta fall är en dålig prognos bättre än ingen prognos alls, avståndet har en mycket stor inverkan på hur man kan ladda, detta måste dock göras med vetskapen att det finns stora osäkerheter.

Kan man göra provsprängning är detta mycket fördelaktigt, framför allt om man kan mäta i samma punkter som det kommer att mätas i längre fram, det är ofta en stor skillnad mellan olika mätpunkter. En mätpunkt som sitter så att själva mätpunkten ger upphov till resonans/förstärkning kan få stora konsekvenser i ett projekt. Provsprängningen ger även en kontroll på att mätpunkten fungerar och inte ger orimliga värden.

**Uppföljningen och utförande**

Det bör noteras att vibrationsmätning inte är enkelt, det är normalt den inkommande vibrationen i byggnaden som ska mätas, man vill inte mäta effekter (förstärkning/dämpning) av själva byggnaden eller mätpunkten. Detta innebär att man kan behöva komplettera med ytterligare mätpunkter för att kontrollera värdets riktighet.

Syftet med vibrationsmätning under ett projekt är i första hand att följa upp att sprängningarna utförs på ett överenskommet sätt. En mätpunkt som ger felaktiga vibrationsvärden är kostsam för projektet utan att öka säkerhetsnivån. Det finns därför all anledning att i möjligaste mån kontrollera mätpunkterna innan projektet startar.

Elektroniksprängkapslar är inte ett krav för att kunna utföra denna typ av analys. Precisionen blir dock mycket bättre och det är en generell rekommendation att använda elektroniksprängkapslar i projekt där vibrationsrestriktioner är styrande. Detta ger även bättre förutsättningar för uppföljning och analys under produktion.

Det ska också noteras att spridningen i data ofta är stor både vid provsprängning och salvor, detta gäller framför allt när geometrin är komplicerad. Det är alltså inte så att man via en prognos kan designa salvor som vid varje sprängning optimerar vibrationsnivån, vad man gör är i stället att ansätta en tillräcklig sannolikhet mot överskridande för att inte gå över ett visst vibrationsvärde. Är spridningen mycket stor innebär detta att många salvor kommer att ge förhållandevis låga vibrationsnivåer. Vill man förbättra detta behöver man titta på andra modeller det är här AI/ML blir intressant.

**AI/ML modeller**

För att testa möjligheterna med AI/ML har data från NCVIB (www.ncvib.com) testats i ett antal ML modeller.
Samtliga dessa modeller är så kallade gradientförstärkningsmodeller (Gradient Boosting), dessa är: XGBoost (https://xgboost.readthedocs.io/en/stable/), LightGBM (https://lightgbm.readthedocs.io/en/stable/) och CatBoost (https://catboost.ai/en/docs/ ).

Testerna går till så att man använder en del av datamängden för att träna modellen medan den andra delen av datamängden används för att undersöka hur bra modellen klarar att prognostisera denna. Det ska noteras att konventionell regressionsanalys bygger på skaldistansekvationen och därför har någon forma av fysikalisk idé om hur vibrationer dämpas med avstånd, detta finns inte med i ML modellerna vilka enbart söker korrelation, det är därför viktigt att noga kontrollera och följa upp dessa resultat.

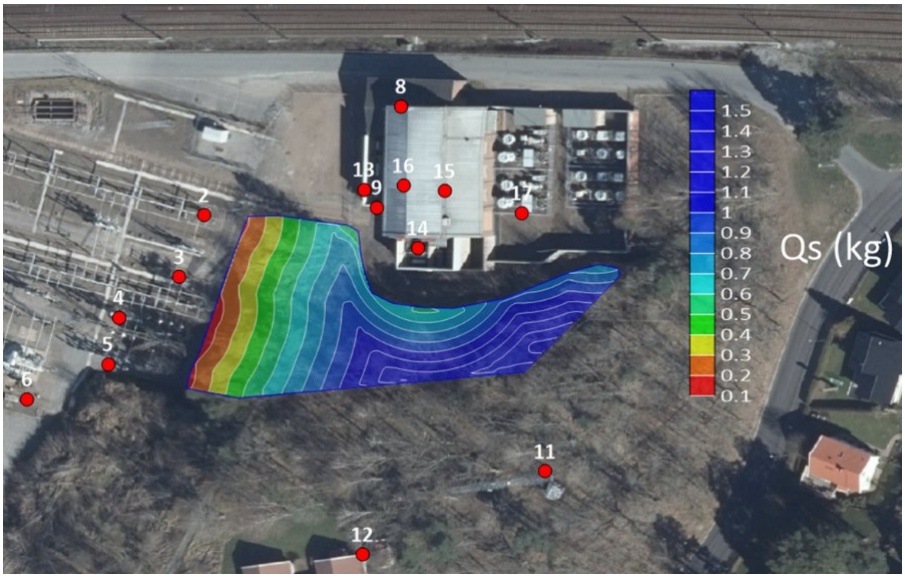
Syftet med testerna har varit att undersöka om noggrannheten i prognosen kan ökas genom att introducera fler parameter i modellen. Exempel på resultat ses i exempel 4.

## Erfarenheter från tidigare projekt (4 exempel)

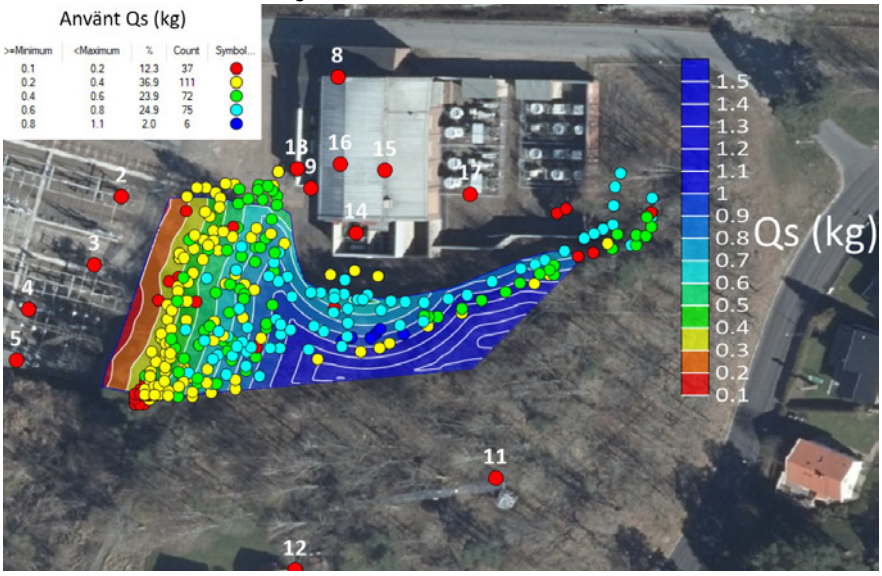
### *Exempel 1: Alingsås omformarstation*

Byggherre Trafikverket, huvudentreprenör Structon, sprängentreprenör Alingsås sprängtjänst

Provsprängning gjordes inför bergschaktningsarbete i samband med utbyggnad av ett ställverk. Resultatet kan ses som en laddkarta i figur 2, där prognostiserade maximala samverkande laddningar varierar mellan 0,1–1,5 kg. I figur 3 ses använda samverkande laddningar vilka stämmer väl med prognosen. Sammanlagt sköts 301 salvor och under perioden skedde 2 överskridanden (max 104% av gränsvärdet)




*Figur 2. Alingsås omformarstation, röda punkter visar mätpunkter, färgad karta visar prognostiserad maximal samverkande laddning.*




*Figur 3. Använda laddningar för varje salva (cirklar), det underliggande lagret visar prognostiserade maxladdningar. Som kan noteras följde man i huvudsak rekommenderade laddningar.*

**Exempel 2: Skansen Lejonet**

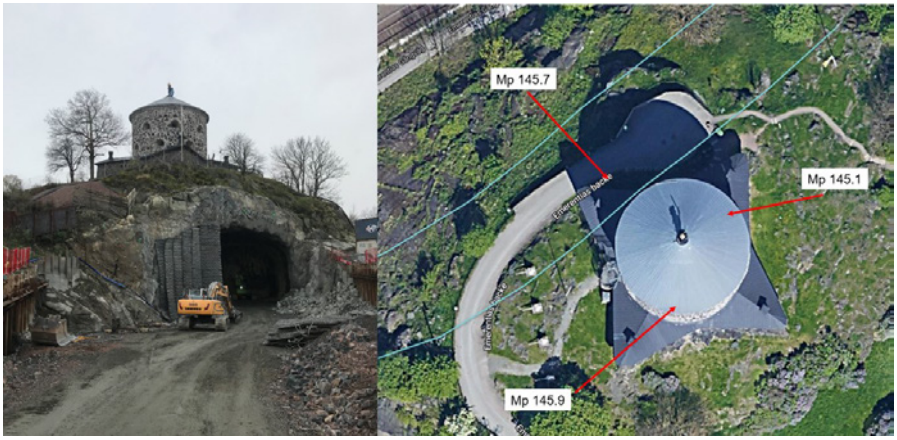
Byggherre Trafikverket, entreprenör NCC, sprängentreprenör Bohus bergsprängning.

Tunneln för Västlänken passerade ca 12 m under Skansen lejonet, en försvars-anläggning från 1600-talet. På grund av hårda restriktioner ($v_{10}$=35 mm/s) utfördes en provsprängning på uppdrag av NCC innan arbetena påbörjades. I figur 4 syns tunnelpassagen.

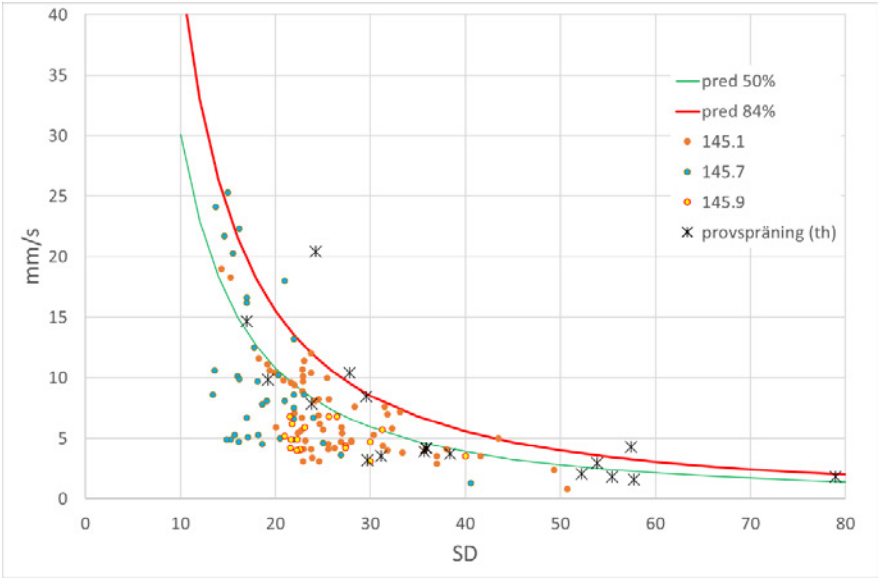
I figur 5 plottas vibrationsdata från provsprängning och tunneldrivning tillsammans och det syns tydligt hur resultaten är samstämmiga.

I figur 6 visas prognosen tillsammans med de samverkande laddningar som användes, här visas ett utsnitt på 100 m tunnel där samverkande laddning följdes upp. Använda samverkande laddningar visas här som prickar utmed tunnelsträckningen.

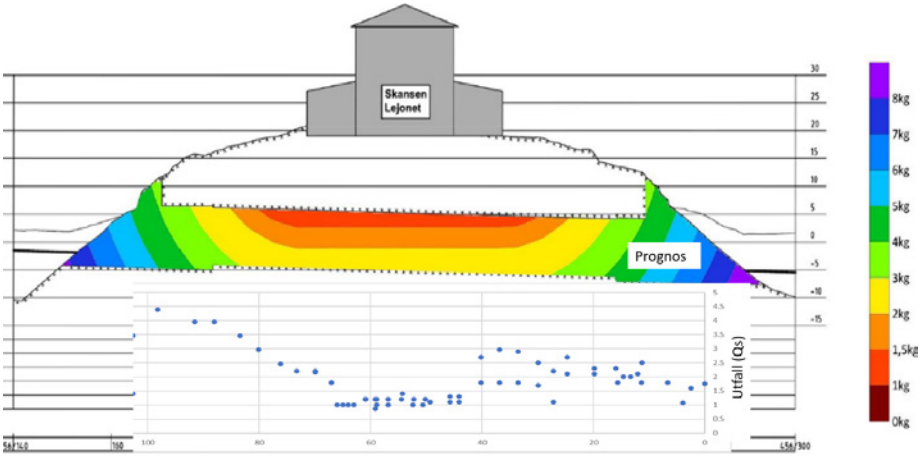
Mellan ca längd 20 m och 60 m finns 2 prickar per sektion. Detta beror på att salvorna delades upp i en övre och en undre där de övre salvorna hade en lägre samverkande laddning, mellan längd 20 och 40 m är laddningarna högre än mellan 40–60 m, detta beror på att dimensionerande mätare för sträckan 20–40 (mp 145.1) satt längre från tunneln än dimensionerande mätare för 40–60 m som satt rakt över tunneln (mp 145.7), se figur 4. Efter att sprängningarna passerat sista mätaren kunde man höja laddningarna då vibrationerna går ner drastiskt så fort mätaren passerats.




*Figur 4. Skansen lejonet, i bilden till höger syns tunnelsträckningen (tunnelvägg) med blå linjer, här ses även mätpunktsplaceringar.*




*Figur 5. Uppmätta vibrationer vid tunnelsprängningarna (cirklar) mot prognostiserade värden (röd och grön linje), kryssen markerar mätningar vid provsprängning.*

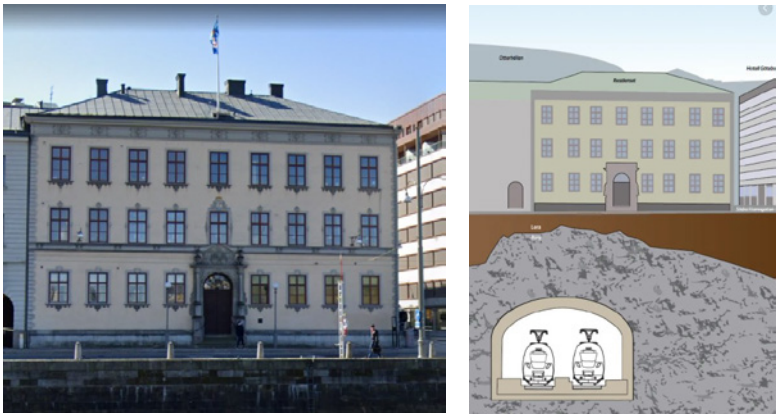



*Figur 6. Indriftsanalysen för Skansen lejonet plottat tillsammans med utfall (använd samverkande laddning) prognosen visas färgkodad, medan utfall ses i det nedre diagrammet. Prickarna visar samverkande laddning för respektive salva, ibland finns 2 samverkande laddningar för samma längdavsnitt, detta beror på att man delade upp salvorna där man använde större laddning i bottendelen än i toppdelen.*

**Exempel 3: Residenset**

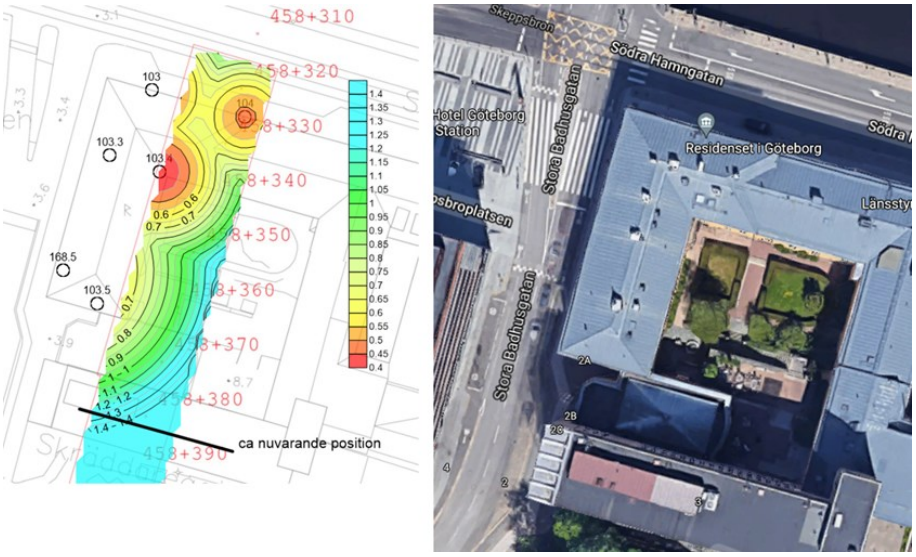
Byggherre Trafikverket, entreprenör AGN Haga, sprängentreprenör Bohus Bergsprängning.

Residenset är Göteborgs äldsta byggnad och har dessutom en känslig interiör vilket satte ett stort fokus på denna byggnad, avståndet mellan tunnel och byggnad var som minst ca 13 m, se figur 7, gränsvärde ($v_{10}$) var satt till 23 mm/s.

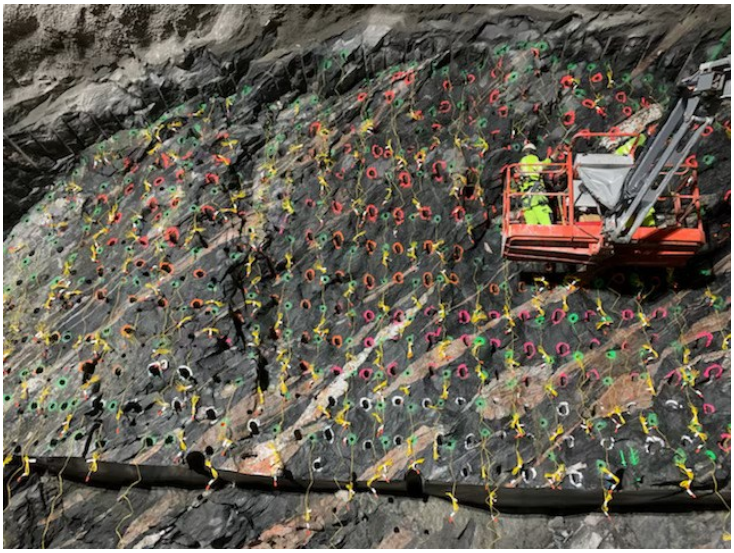


*Figur 7. Residenset i Göteborg (bilder från Google Maps resp. järnvägsplan).*

Här utfördes ingen provsprängning utan analysen utfördes på uppdrag av entreprenören (AGN) när det började uppkomma vibrationsproblem. Analysen ses till vänster i figur 8, analysen gjordes mot larmvärdet (80% av gränsvärdet).

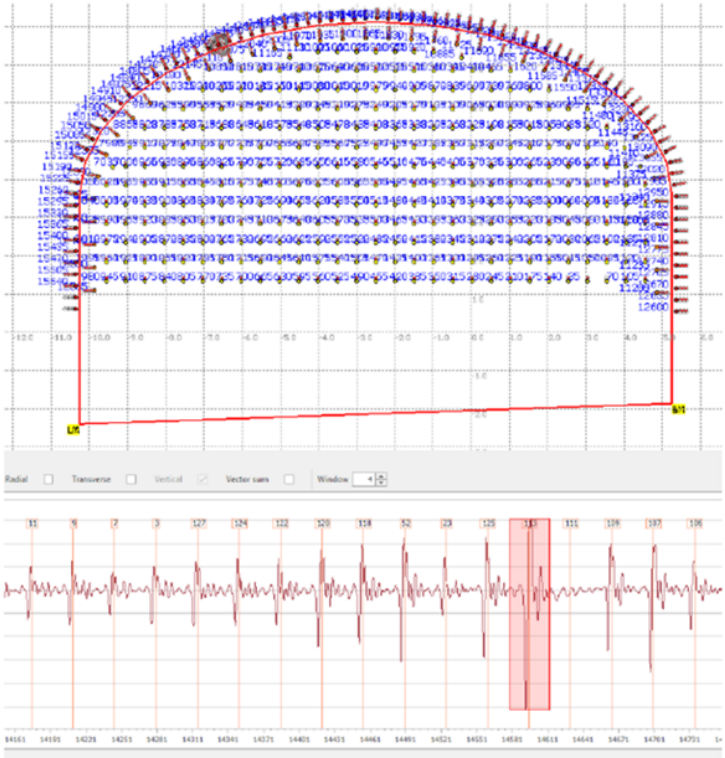



*Figur 8. Laddkarta för västlänken under Residenset, t.h. bild från Google maps för jämförelse.*



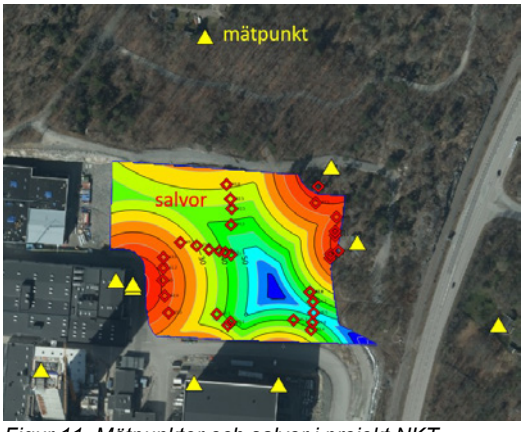
*Figur 9. Uppborrad salva under Residenset (foto Roger Johansson)*

Analysen visade att samverkande laddningar nedåt 0,5 kg skulle behövas för att klara vibrationskraven. Efter tester med alternativa brytmetoder beslöt man att spränga tunneln med bara 0,56 kg samverkande laddning i övre delen av tunneln och 0,8 kg i nedre. I figur 9 ses en uppborrad salva. Detta innebär över 400 hål bara i övre delen av salvan (se figur 10), för att kunna skjuta detta med precision var elektroniksprängkapslar en förutsättning. Detta gav även möjlighet att använda så stora fördröjningstider att man helt kunde undvika samverkan, se figur 10. Salvorna blev då över 14 s långa. Sammanlagt sköts 61 salvor efter analysen i figur 8, två gånger överskreds larmvärdet (80%) men gränsvärdet överskreds aldrig.



*Figur 10. I bilden ses tändplanen för en salva under Residenset, i underdelen syns en detaljbild av vibrationskurvan vid sprängning av konturen, notera att varje skott för sig är lätt urskiljbart.*

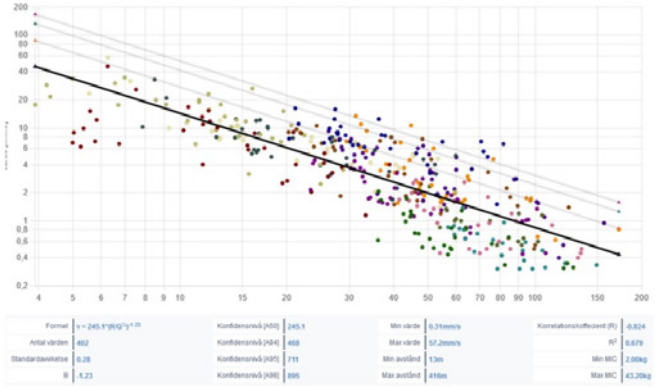
**Exempel 4 NKT Karlskrona**




*Figur 11. Mätpunkter och salvor i projekt NKT*

Vid ett projekt i Karlskrona testades salvdata, sammanlagt 40 salvor mätta i 15 mätpunkter, i olika ML modeller. Testerna går till så att man använder en del av datamängden för att träna modellen medan den andra delen av datamängden används för att undersöka hur bra modellen klarar att prognostisera denna, i detta fall tränades modellen på 80% av indata medan resterande 20% användes för kontroll. Resultatet jämförs sedan med konventionell regressionsanalys (figur 12) för att bedöma vilken modell som korrelerar bäst med det verkliga utfallet (se tabell 1).

Indata till modellerna har varit den information som funnits i NCVIBs sprängjournal i detta fall: Försättning, hålavstånd, antal hål, hål per rad, antal rader, håldiameter, samverkande laddning, total laddning samt koordinater för salvor och mätpunkter. Dessutom beräknades parametrarna Skaldistans2 ($r*Qs^{1/2}$) och skaldistans3 ($r*Qs^{1/3}$) och inkluderades i datasetet.



*Figur 11. Regressionsanalys i NCVIB, $R^2$=0,679*

Som ses i tabell 1 uppnås betydligt bättre korrelationer med ML modellerna. Tittar man på vilka parametrar som är betydelsefulla (tabell 2) kan man notera att förutom laddning och avstånd har även antal hål och håldiameter förhållandevis stor betydelse för modellen.
Detta ska nog inte ses som att dessa parametrar har en direkt betydelse utan att de snarare är indikatorer på något annat, exempelvis skjuts många hål i salvan (som tänds upp med Nonel) ökar sannolikheten för samverkan mellan två eller flera hål.

Tabell 1. Utfall från de olika ML modellerna.

| Modell | $R^2$ Mean (5 modeller) | Förbättring | $R^2$ Std Dev |
|---|---|---|---|
| Standardmodellen | 0.6792 | - | - |
| Mer komplex linjär modell | 0.7377 | +0.0585 | |
| CatBoost | **0.9053** | +0.2261 | 0.0151 |
| Lgbm | 0.9000 | +0.2208 | 0.0147 |
| XGBoost | 0.8863 | +0.2071 | 0.0145 |
| XGBoost utan train/test | 0.9708 (*) | +0.2916 | - |

**om man tränar modellen på hela datasetet får man en mycket hög korrelation, det är dock en stor risk att modellen blir bra på just denna data, men dålig på alla annan data.*

Tabell 2 betydelsen av olika parametrar (XGBoost)

| Indikatorer | $R^2$ |
|---|---|
| MIC, Distance | 0.7969 (+0.1177) |
| MIC, Distance, ScaleFactor3 | 0.7724 (+0.0932) |
| MIC, Distance, ScaleFactor2 | 0.7937 (+0.1145) |
| MIC, Distance, ChargeTotal, HoleCount, HoleDiameterMin, ScaleFactor2 | 0.8218 (+0.1426) |
| MIC, Distance, ChargeTotal, HoleCount, HoleDiameterMin, ScaleFactor2, ScaleFactor3 | **0.8279** (+0.1487) |

De parametrar som inkluderats här är inte nödvändigtvis de som är viktigast exempelvis bör geologi (jorddjup), skjutriktning och topografi inkluderas i modellen, detta ligger dock utanför detta test. Tester pågår dock med att inkludera även dessa parametrar.

***Slutsatser***

*Syftet med denna artikel är att visa att vibrationsprognostisering är en effektiv och tillförlitlig metod för att förbättra kunskapen inför och under ett bergschaktningsarbete. Genom att ge tydliga förutsättningar för hur ett område ska sprängas ut, inte bara vad gäller egenskaper hos kvarstående berg utan även för de konsekvenser som restriktioner från omgivningen innebär, skulle man kunna få ”jämnare anbud” där byggherren i större omfattning kan bestämma förutsättningarna för bergschaktningsarbetet.*

*Tester visar på möjligheten att öka precisionen i dessa modeller med hjälp av AI/ML. Detta skapar nya möjligheter för att bättre prognostisera vibrationer vilket kan ge stora produktionsmässiga fördelar. Dessa tester är ännu bara på ett försöksstadie men resultaten är lovande.*

*Målet med bättre prognosmodeller kan sammanfattas i dels behovet att minska spridningen i data och följaktligen få bättre noggrannhet i prognosen. Att öka generaliserbarheten i modellen, framför allt genom att kunna prognostisera bättre i punkter där ingen data finns tillgänglig (nya mätpunkter), samt att bättre kunna rimlighetsbedöma befintliga mätpunkter dvs att kunna plocka bort felaktiga mätpunkter innan de påverkar ett projekt.*

# 3D-SKANNING FOR PRODUKSJON OG DOKUMENTASJON I TUNNEL OG SJAKT PÅ FORNEBUBANEN

## 3D scanning for production and documentation in tunnel and shaft on Fornebubanen

Christian Aure Aannø, stikningsleder, Implenia Norge AS

## SAMMENDRAG

Fornebubanen er en t-banestrekning som bygges i byområder. Det komplekse infrastrukturprosjektet krever nøye detaljplanlegging og håndtering av større mengder informasjon. For å møte de høye kravene i slike omgivelser, benytter Implenia 3D-skanning og BIM (*bygningsinformasjonsmodellering*) i planleggingen, i utførelsen og i dokumentasjonen av prosjektet.

Et prosjekt av denne størrelsen involverer mange mennesker, og det er avgjørende med god samhandling for å sikre effektiv kommunikasjon og koordinering gjennom hele prosjektet. Artikkelen beskriver hvordan vi har valgt å løse disse utfordringene på våre parseller av Fornebubanen, K2A Tunnelarbeider Fornebu-Lysaker og K2D Tunnelarbeider Skøyen-Vækerø. Videre ser vi på mulighetene og utfordringene som står foran oss i en tegningsløs verden som kontinuerlig utvikler seg teknologisk.

## SUMMARY

Fornebubanen is a subway line that is built in urban areas. The complex infrastructure project requires careful detailed planning and the handling of substantial amounts of information. To meet high demands in such environments, Implenia uses 3D scanning and BIM (*building information modeling*) in the planning, execution and documentation of the project.

A project of this size involves many people, and good interaction is essential to ensure effective communication and coordination throughout the project. The article describes how we have chosen to solve these challenges on our parcels of Fornebubanen, K2A Tunnelarbeider Fornebu-Lysaker and K2D Tunnelarbeider Skøyen-Vækerø. Furthermore, we look at the opportunities and challenges that lie ahead of us in a drawing-less world that is continuously developing technologically.

## INNLEDNING

I anleggsbransjen er nøyaktighet og effektivitet viktig for å sikre vellykkede prosjekter. I en verden som stadig blir mer digitalisert, og hvor teknologien hele tiden tar nye steg, bruker Implenia nå BIM og 3D-skanning i planleggingen, i utførelsen og i dokumentasjonen av prosjektene.

3D-skanning innebærer bruk av laserskannere som kan registrere millioner av punkter i løpet av minutter, og som dermed skaper en nøyaktig punktsky av det skannede området. Punktskyen brukes til kvalitetskontroll i felt og synkroniseres til

skyen der den videre bearbeides til 3D-modeller som anvendes til planlegging, prosjektering og kvalitetskontroll.

3D-skanningen er utført på Implenia sine parseller av Fornebubanen. Fornebubanen er en ny t-banestrekning som bygges mellom Fornebu i Bærum og Majorstuen i Oslo, og vil knytte Fornebu til Oslos eksisterende t-banenett. Strekningen er cirka 7,7 kilometer lang med seks tilknyttede stasjoner. Byggingen startet desember 2020 og er forventet å være ferdig i 2029 *(Oslo kommune - Fornebubanen, u.å.)*.

**3D-SKANNER**

På prosjektet ble det benyttet Trimble SX12. Denne kombinerer høyhastighets-3D-skanning og tradisjonell stikning med totalstasjon. SX12 skanner opp til 600 meter med en hastighet på 26 600 punkt per sekund.

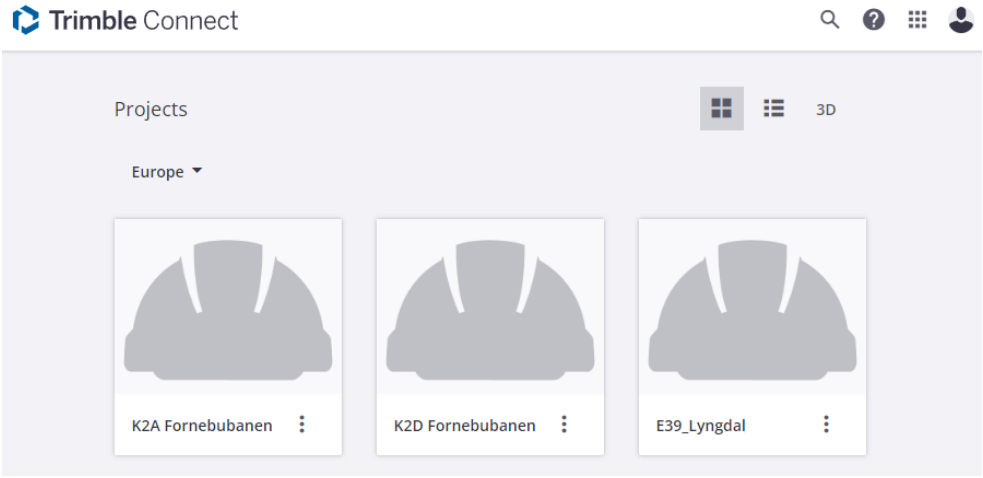
Instrumentet har en avstandsnøyaktighet på 1 mm og en vinkelnøyaktighet på 0,3 mgon. Instrumentet har fire innebygde kameraer, og kan sørge for 360-graders punktskyer *(Norgeodesi, u.å.).*

I løpet av rundt 12 minutter vil den ha fullført 360-gradersskannet. Instrumentet tar også bilder og kan på den måten fargelegge punktskyen. Dette skaper en realistisk visning av området som er skannet.

**DATAFLYT I TRIMBLE CONNECT**

Trimble Connect er en skybasert plattform som muliggjør samarbeid og deling av data mellom ulike personer i et prosjekt. Ved å la ulike personer få tilgang til ulike prosjekt, er det mulig å opprettholde oversikt for den enkelte, samt sikre oppdatert stikningsdata for alle involverte samtidig.

En skybasert løsning gjør overføring av data via SD-kort, minnepenn eller egne FTP-løsninger overflødige. Dataen blir lagt inn i skyløsningen, og synkroniseres via nettverk på måleboken. Dette sørger for at alle jobber med samme revisjon, og at modelldata fort gjøres tilgjengelig for stikningsingeniøren i felt. På samme måte synkroniseres 3D-skann fra felt via skyen til kontoret og tilgjengeliggjøres nærmest i sanntid for videre behandling.




*Figur 1: Utsnitt fra Trimble Connect. En oversikt over hvilke prosjekter man er deltaker i.*

Inne i de enkelte prosjektene er det mulig å opprette grupper for ulike deler av prosjektet eller ha en fellesmappe for hele prosjektet. På Fornebubanen ble det opprettet mapper for de ulike områdene av prosjektet. Dette sørget for en ryddig oversikt, hvor alle stikningsingeniørene hadde tilgang til de samme jobbfilene.

Inne i de ulike gruppene er det mulig å legge stikningsdataen som hører til området som gruppen er dedikert til. De som er lagt til i prosjektet har tilgang til denne dataen, og den kan lastes ned uavhengig av om de er ute i felt eller inne på kontoret.

## DOKUMENTASJON OG EGENSKAPER FRA MODELL

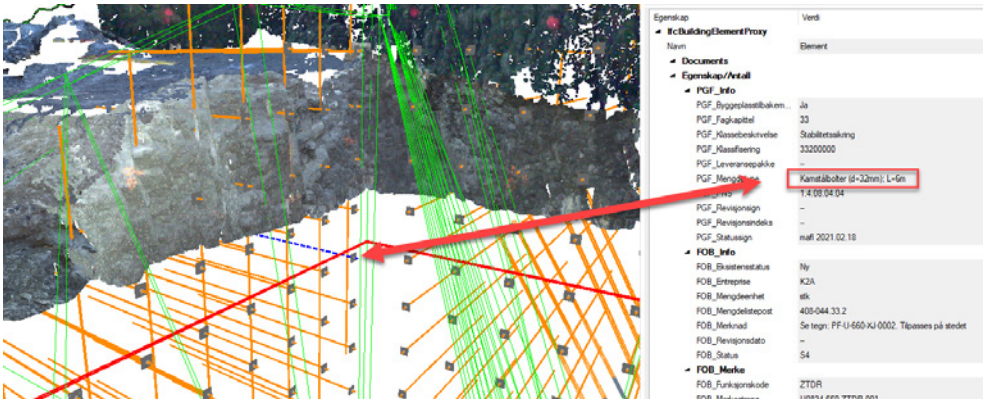
På Fornebubanen ble skann av faktiske forhold - såkalte byggeplasstilbakemeldinger - levert fortløpende til byggherre. Med utstrakt bruk av 3D-skanner blir detaljnivået høyere enn med punktvis måling, og skanneren fanger opp detaljer som kan være nyttige til dokumentasjon både nå og i ettertid. Det sikrer at mottaker forstår komplekse situasjoner og reduserer risikoen for misforståelser. I tillegg fører den høye detaljgraden til større åpenhet, da den viser det komplette bildet. Når det ikke leveres annet enn innmålte punkter og linjer, går mye av forståelsen tapt.

Med et detaljrikt og fargelagt skann av faktisk situasjon får rådgiver en bedre oversikt over hva som er utført og hva som gjenstår. Dette gjør det lettere å oppdatere modeller til «som bygget» og å revidere dem. I tillegg kan de hente ut nødvendig informasjon for videre prosjektering og planlegging av påfølgende entrepriser.

*Figur 2: Detaljert skann av spunt gir mulighet for dokumentasjon og planlegging.*

De enkelte fagmodellene (IFC-fil) i prosjektet inneholder nødvendige egenskaper til det som skal bygges. I eksempel under, Figur 3: Attributtene fra IFC-modellen følger med måleboken ut i felt. Skjermbildet er hentet fra Gemini Terreng.vises informasjon om blant annet diameter og lengde på bolter. Dette er opplysninger som er mulig å få med seg ut i felt, og ha tilgjengelig på Trimble TSC7-måleboken.

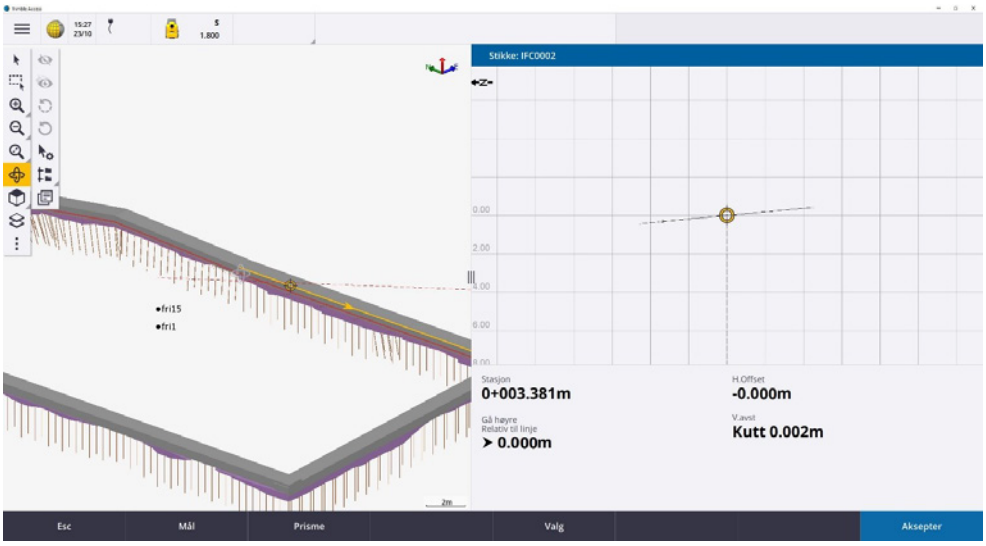
I prosjektet Fornebubanen tilgjengeliggjøres informasjonen i BIM via nettbrett og BIM-kiosker. Det sikrer at oppdaterte fagmodeller er tilgjengelig i felt for alle involverte i prosjektet.




*Figur 3: Attributtene fra IFC-modellen følger med måleboken ut i felt. Skjermbildet er hentet fra Gemini Terreng.*

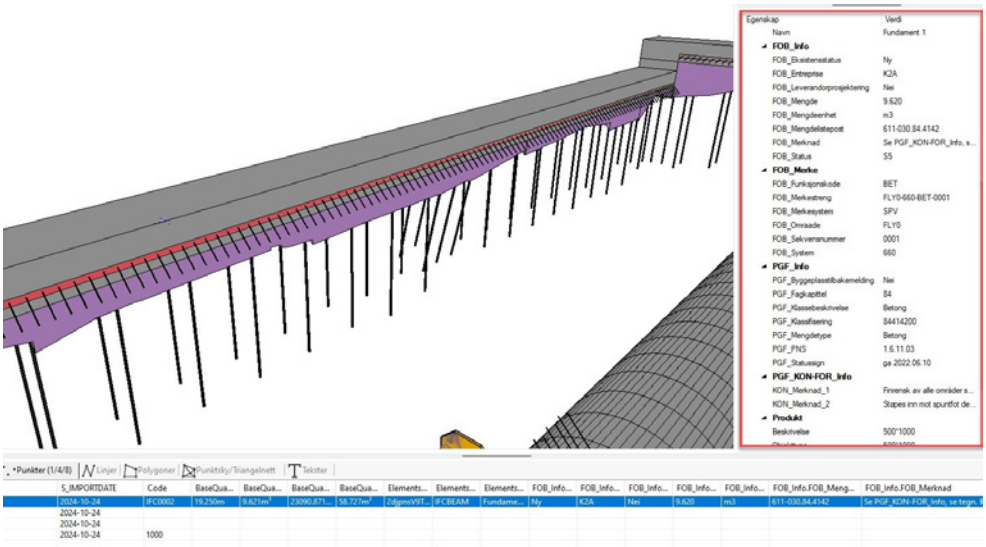
Fagmodellen som IFC-fil legges direkte inn i måleboken, hvor den brukes som stikningsdata. Det er mulig å hente ut både punkt, linjer og flater fra modellen. Figur 4: Slik ser det ut når IFC-modellen legges direkte inn i måleboken. viser et eksempel fra et fundament rundt ene sjakten. Der er det ikke behov for å prosessere stikningsdataen

på forhånd, og målejobben startes med å trykke på linjen som skal stikkes ut. Når det lagres punkt i denne jobben, vil attributtene i modellen følge punktet videre inn i etterbehandlingsprogrammet, som for eksempel Trimble Business Center eller Gemini Terreng.




*Figur 4: Slik ser det ut når IFC-modellen legges direkte inn i måleboken.*

På Figur 5 er punktet nå hentet ut fra målejobben. Attributtene fra modellen ligger i punktet som ble satt ut. Dette kan være nyttig i etterbehandling av innmålte data og i automatisering av prosessen.



*Figur 5: Her er punktet man satte ut i felt blitt lagt til i Gemini Terreng. Her ser man at informasjonen fra attributtene i IFC-modellen følger punktet.*

En utfordring med å stikke rett fra en ubehandlet IFC-fil er behovet for at den er bygget opp på en «stikningsvennlig» måte fra prosjekterende. For en stikningsingeniør som skal jobbe på denne måten, er det en fordel at geometrien holdes enkel fremfor at den er kompleks og rik på detaljer.

På Fornebubanen var blant annet betongfoten inne i tunnelen delt opp «klosser» som var satt inntil hverandre. Hvis en stikningsingeniør skal stikke rett fra IFC-filen, er det nødvendig at objektene i modellen er sammenhengende modellert i lengre strekker.

Et annet eksempel er stikningsdata til portalene. Denne kommer som regel som et volumobjekt, samt at den er delt opp flere seksjoner. Ved utstikking er det primært flaten som vender inn mot senter av tunnelen som er av interesse. Derfor må IFC-filen fortsatt bearbeides for å generere en sammenhengende innvendig flate.

## ARBEID I SJAKT OG TUNNEL

På Fornebubanen ble 3D-skanning for produksjon og dokumentasjon benyttet i stor grad. Instrumentets kapasitet gjorde det mulig å kontrollere skjæringer raskt og effektivt.

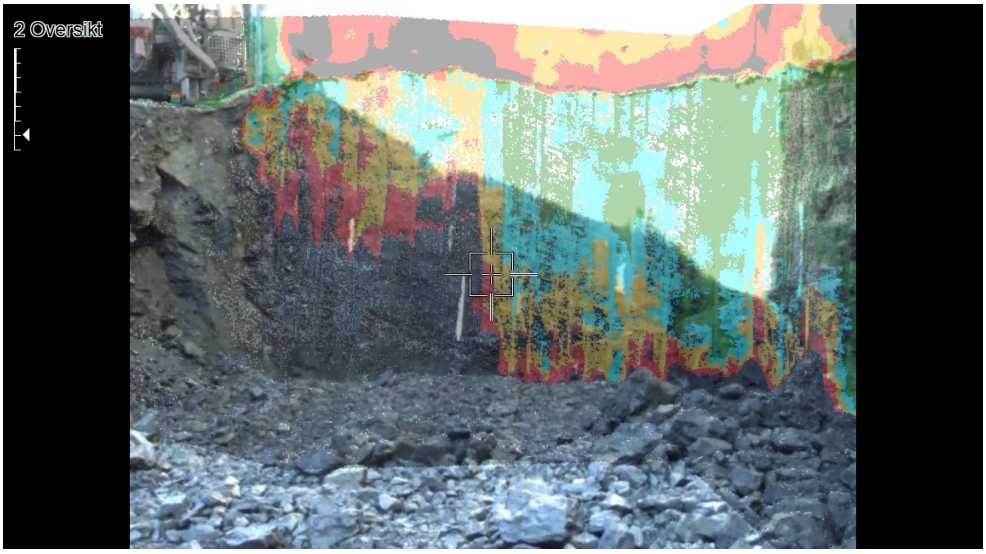
Tidligere var det vanlig å kontrollere skjæringen punktvis ved å sveipe manuelt over området med laseren for å avdekke eventuelle knøler. Dette gjorde det vanskeligere å holde oversikt over hvilke områder som måtte pigges og det var lett å overse enkelte områder. I tillegg var denne metoden mer tid- og ressurskrevende, da stikningsingeniøren måtte bruke mye tid på å påvise de aktuelle områdene.

En annen ulempe med denne metoden er kommunikasjonen mellom stikningsingeniøren og maskinføreren. Uten et klart resultat å vise til, og hvis det er utfordrende å markere områdene i felt, blir det vanskelig å anvise tydelig hvor utbedring skal utføres, spesielt ved større skjæringer og områder.

I sjaktarbeidet ble skjæringer på rundt 20x5 meter sjekket i løpet av minutter. Resultatet kommer umiddelbart på måleboken på en oversiktlig og forståelig måte, og kan vises direkte til personen som utfører piggingen eller merkes direkte på skjæringen.

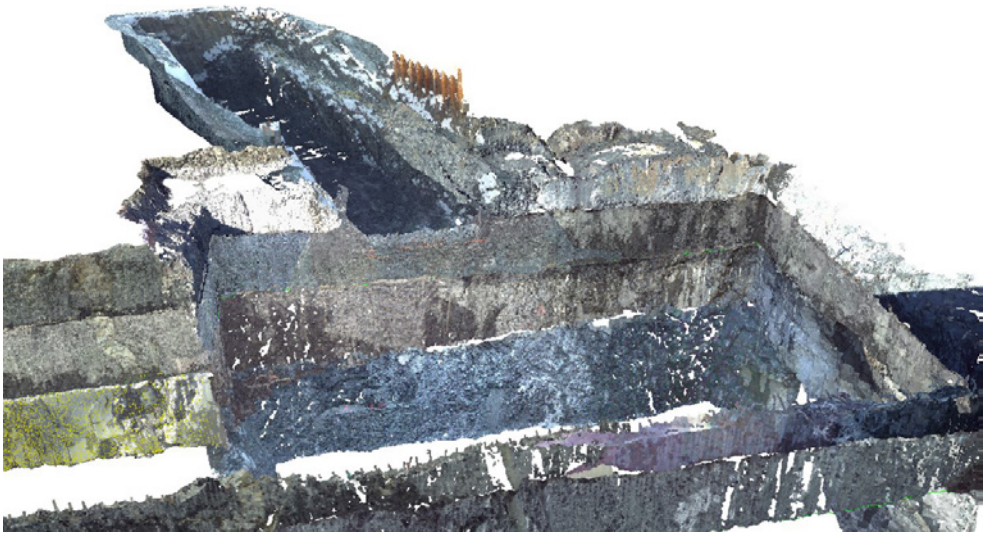
*Figur 6: Slik ser det ut i felt. Dette resultatet er raskt tilgjengelig og kan vises til den som skal utføre det videre arbeidet*

Ved å kombinere instrumentets innebygde kamera sammen med presentasjonen av resultatet, forenkles forståelsen og prosessen for den som skal utføre det videre arbeidet. Resultatet vises transparent sammen med kamerabilder av området, noe som sparer tid ved at det ikke trenger å markeres i felt. Dette forbedrer kommunikasjonen og forståelsen, og reduserer risikoen for misforståelser.




*Figur 7: Skjermbilde tatt av Trimbles målebok TSC7. Resultatet er gjort transparent og vises samtidig med kamerabilder.*

Hvis resultatet er tilfredsstillende og det ikke kreves ytterligere arbeid med skjæringen, fungerer det allerede utførte skannet som god dokumentasjon på det ferdigstilte arbeidet. Deretter samles de ulike skanningene og leveres som dokumentasjon på hele sjaktveggen.

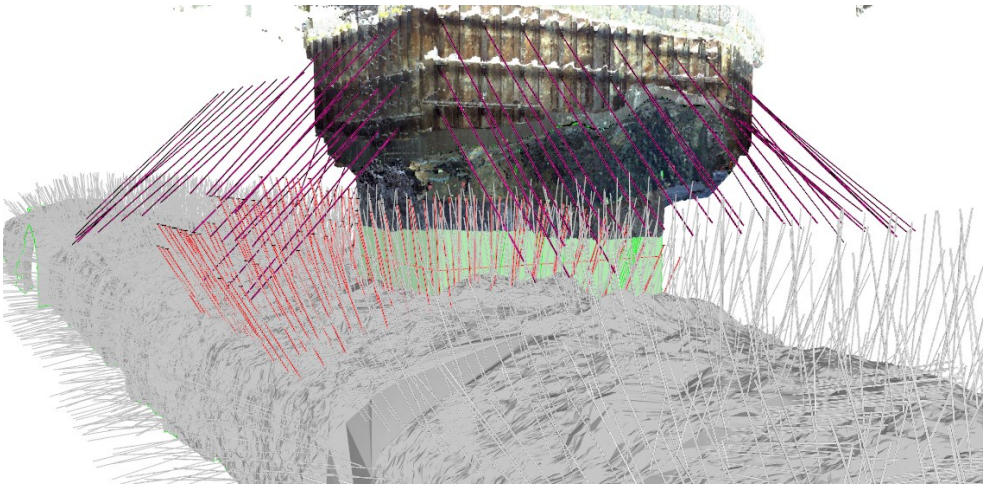


*Figur 8: Sjekk av skjæringer. Resultatene blir til slutt til en fullverdig samling av sjaktveggene.*

Med fargelagte skanninger er mulig å skape detaljerte modeller som kan brukes i planlegging. Dette er spesielt viktig i komplekse infrastrukturprosjekter. Et eksempel fra Fornebubanen er arbeidet like før gjennomslag i sjaktene, hvor detaljerte modeller

ble laget basert på teoretiske modeller og skanninger. Disse modellene gjorde det mulig å planlegge og visualisere ulike scenarier på en mer effektiv måte.

Figur 9 viser en modell som er utarbeidet fra skanninger av tunnel og sjakt fra dagsone, kombinert med en teoretisk sjaktmodell, en kotelinje for orientering og *som bygget*-data på lissestag og bolter. Resultatet ble brukt til å planlegge gjennomslag mellom sjakt og tunnel.



*Figur 9: En modell som kombinerer skanninger av faktisk situasjon og prosjektert modell*

På Fornebubanen ble skanning hyppig brukt i etterarbeidet i tunnelen. Med høyoppløselige skanninger var det mulig å få detaljerte resultater av både bolter og membran, noe som var spesielt nyttig i de mer komplekse geometriene, som nisjene og overgangene fra stasjonsområdene til tunnelløpene.

Skanningene gjorde det mulig å kontrollere om boltespisser stakk inn i profilet i felt. Hvis det ikke er tid eller mulighet for dette i felt, synkroniseres 3D-skanningen via skyløsningen i Trimble Connect, slik at det kan analyseres i annen programvare, for eksempel Gemini Terreng.

På samme måte som skjæringene ble kontrollert, tar det bare noen minutter å skanne, sjekke og få resultat på stuff.

## UTSTIKKING AV PORTALER

I arbeidet på Fornebubanen var det to utfordrende portaler å stikke. Portalene var både høyere og bredere enn det som er normalt i en vegtunnel, i tillegg til at geometrien var skråstilt. Det var heller ikke tilstrekkelig rom til å forskale med vogna på plass, noe som betydde at vogna måtte tas ut av portalområdet og forskales utenfor, før den deretter ble satt på plass igjen. Som følge av dette ble stikningsarbeidet mer komplekst.

*Figur 10: Forskalingsarbeid på portal*

Figur 10 viser forskalingsarbeidet på én av portalene, som ble utført utenfor portalområdet. Portalen er omtrent 5 meter lang, 12 meter bred og 8 meter frihøyde. På portalen ble det satt ut omtrent 70 punkter per bue og totalt over 400 punkter på vogna. Utsettingen tok i overkant av én time med styring av totalstasjon via kamera. Disse punktene viste avstandene fra buen til betongen, noe som gjorde det mulig for forskalingssnekkerne å utføre arbeidet ute i det fri før vogna ble skjøvet på plass igjen.

Siden forskalingen måtte gjøres utenfor, var det nødvendig å stikke ut armeringen. Dette ble gjort ved å hente ut overflaten av portalen, legge til overdekningen, og deretter markere på armeringsboltene som var satt i portalområdet. Da armeringen var ferdig, ble alt skannet og sjekket opp mot den teoretiske overflaten. På denne måten var det mulig å avdekke områder med potensielt utilstrekkelig overdekning.

## KONKLUSJON

I et komplekst infrastrukturprosjekt som Fornebubanen har bruken av BIM i samsvar med 3D-skanninger vært til stor nytte, både i produksjon og til planlegging.

Ved å benytte BIM og fagmodeller i IFC-format har prosjektet sikret at modeller er tilgjengelige i felt på mobile enheter, noe som forenkler kommunikasjonen og gir et detaljert visuelt grunnlag for videre planlegging.

Trimble Connect, en skybasert plattform, har effektivisert dataflyten ved å gi stikningsingeniører tilgang til oppdatert stikningsdata uten behov for manuell overføring.

Andre utfordringer som fortsatt gjenstår, inkluderer optimalisering av bruk av IFC-modeller som stikningsdata og behovet for enklere tilgjengeliggjøring av data for å sikre at alle parter i prosjektet kan dra nytte av informasjonen på en effektiv måte.

Implenia sine parseller av Fornebubanen-prosjektet illustrerer likevel hvordan avansert 3D-skanning og BIM innlemmet i arbeidsflyten kan heve standarden for dokumentasjon og gjennomføring i komplekse infrastrukturprosjekter. Mer bruk av stikning direkte fra fagmodeller legger til rette for effektivisering og automatisering av prosesser.

## KILDER

*Oslo kommune – Fornebubanen (u.å): «Fornebubanen – Slik bygger vi Oslo». Hentet 6. oktober 2024 fra https://www.oslo.kommune.no/slik-bygger-vi-oslo/fornebubanen/#toc-2*

*Norgeodesi (u.å): «Trimble SX12 skanning». Hentet 6. oktober 2024 fra https://norgeodesi.no/produkt/trimble-sx12-skanning/*

Fjellsprengningskonferansen
2024

# VURDERING AV INFLUENSOMRÅDE FOR GRUNNVANN - DAGENS PRAKSIS?

## Assessment of the groundwaters influence area – best practice?

Silje Marie Vasstein, Andrea Nymo Fikse, Svein Ragnar Lysen, Sølvi Wehn, Anders S. Gylland, Alberto Montafia, Ingvild Lausund, Multiconsult Norge AS

## SAMMENDRAG

Foreliggende dokument er en bearbeidet versjon av Statens vegvesens rapport nr. 966 (november, 2023) «Vurdering av influensområde for grunnvann», som ble utarbeidet av Multiconsult Norge AS på vegne av Statens vegvesen.

Statens vegvesen (SVV) ønsker å oppdatere veiledningsmaterialet som omhandler vurdering av grunnvannets influensområde relatert til vegtiltak, f.eks. tunneler. Multiconsult Norge AS har i den forbindelse utført en gjennomgang og oppsummering av gjeldende regelverk og veiledninger samt relevante prosjekter, for å etablere *dagens status* på temaet. Ut fra dette har Multiconsult bistått SVV med anbefalinger for videre utviklingsarbeid, utbedringer og oppdatering av gjeldende regelverk og veiledningsmateriale.

Hvordan å vurdere grunnvannets influensområde er i dag et komplisert system å sette seg inn, med ulike krav, veiledninger og fagrapporter. Det oppfordres til tverrfaglig arbeid, men regelverk, normalene til SVV og veiledere, er oppbygd relativt enfaglig. Det foreligger mye god informasjon som kan benyttes i prosjekter, men dette ligger spredt og det tar tid å finne alle relevante krav for sitt fagområde.

Denne kontrasten mellom influensområdets svært tverrfaglige natur, og den enfagligheten som systemene legger opp til, fremheves som et sentralt punkt å jobbe med videre. Det må gjøres et arbeid for å forene alle berørte fag for å oppnå en helhetlig forståelse av grunnvannets influenssone og konsekvenser av at den påvirkes gjennom utførelse av et prosjekt.

Videre er det tydelige føringer for krav til forundersøkelser i grunnvannets influensområde, hvor det er lagt opp faglige vurderinger av hvilke undersøkelser som bør gjøres. Men det er ikke gitt noen entydig prosedyre eller metode for *hvordan* influensområdet defineres. Her er det et potensiale for å etablere en metodikk som gir en mer enhetlig inngang til problemstillingen helt fra tidligfase.

I prosjektgjennomføringen virker det som om fokuset legges på registreringer og målinger av lekkasjer i tunnel, og mindre på eventuelle endringer i influensområdet. Dette står i kontrast til nyere forskning, som viser at det er begrenset samsvar mellom målt innlekkasje og faktiske endringer i grunnvann/poretrykk. Med utgangspunkt i dette anbefales det å få fokus også på kontinuerlig overvåkning av influensområdet i seg selv i anleggsfase, men også i driftsfase for å fange opp «forsinkede» konsekvenser som først skjer lang tid etter anleggsslutt.

Oppsummert så eksisterer det per i dag et regelverk og mye god kunnskap knyttet til grunnvannets influensområde, men det er potensiale for forbedring ved å jobbe frem mer entydige definisjoner og krav, løfte frem tverrfagligheten i problemstillingen og implementere forskningsfunn.

**SUMMARY**
This document is an edited version of the National Road Administration's report no. 966 (November, 2023) "Assessment of the influence area for groundwater", which was written by Multiconsult Norge AS on behalf of the National Road Administration. The Norwegian Public Roads Administration (SVV) wishes to update the guidance material on assessment of groundwater's influence area related to road measures, e.g. tunnels. Multiconsult Norge AS has done a review and summary of the current regulations and guidelines to establish a *status* on the topic. Based on this, Multiconsult has assisted SVV with recommendations towards development, improvements and updating of current regulations and guidance material.
How to assess the groundwater's area of influence, is today a complicated system to maneuver, with various requirements, guidance and discipline-specific reports. Interdisciplinary work is encouraged, but regulations, the standards for SVV and guidance material, are structured relatively one-disciplinary. It exists a lot of good information that can be used in projects, but this is spread out and it takes time to find all the relevant requirements for your specific discipline.
This contrast between the highly interdisciplinary nature of the groundwater's area of influence, and the one-disciplinarity that the systems suggest, is highlighted as a key point for further work. All affected disciplines have to work interdisciplinary to achieve a more holistic understanding of the groundwater's influence zone, and the consequences of it being affected through the execution of a project.
Furthermore, there are clear guidelines on requirements for preliminary investigations, that opens for professional assessments on which investigations that are to be carried out. But there is no clear procedure or method on how the area of influence is defined. It is therefore a potential for establishing a methodology that provides a more uniform approach to the problem from an early stage in a project.
In the implementation of a project, it seems as if the focus is placed on registrations and measurements of leakage of groundwater into the tunnel, and less on any changes happening in the groundwater's area of influence due to this leakage. This contrasts with recent research, which shows that there is limited agreement between measured infiltration and actual changes in groundwater/pore pressure. Based on this, it is recommended to also focus on continuous monitoring of the influence area itself during the construction phase, but also in the operational phase, to capture "delayed" consequences that occur a long time after the end of construction.
In summary, there is currently a set of regulations and a lot of good knowledge relating to the groundwater's area of influence, but there is potential for improvement by developing more unambiguous definitions and requirements, highlighting the interdisciplinary nature of the issue and implementing research findings.

## INNLEDNING

Multiconsult Norge AS har i forbindelse med at SVV ønsker å oppdatere veiledningsmateriale tilhørende sine vegnormaler, utført en gjennomgang av Statens vegvesen sitt gjeldende regelverk og veiledningsmateriale, Eurokode 7, relevante fagrapporter, Byggegropsveiledningen, relevante databaser, samt gjennomgang av fem ulike veg- og tunnelprosjekter oversendt fra Statens vegvesen. Foreliggende dokument er en forkortet versjon av original rapport (10252829-RIGh-RAP-001 Influensområde grunnvann). Det oppfordres til gjennomgang av denne for bedre å forstå de vurderinger og anbefalinger som gjengis her.

Gjennomgangen oppsummeres med en vurdering av dagens regelverk og veiledning opp mot eksisterende kunnskap og praksis. Arbeidene anses som innledende undersøkelser for bedre å spesifisere nødvendig forskningsbasert utvikling innen emnet hydrogeologi og bestemmelse av influenssone.

### Bakgrunn

For tunneler skal influensområdet for grunnvann vurderes iht. vegnormalen N500 Vegtunneler (1). Iht. Vegnormal N200 (2) skal det vurderes setningspotensiale og områder med mulig grunnvannssenkning. Kommende versjon av Eurokode 7 (Second generation of Eurocode 7) setter i større grad krav til vurdering av grunnvannets influensområde. I tillegg er aktsomhetsplikten i Vannressursloven §5 (3) og Naturmangfoldlovens §6 (4) relevant.

Influensområdet for grunnvann er området rundt tiltaket hvor grunnvannstand og/eller poretrykk er forventet å bli midlertidig eller permanent påvirket. Det er viktig å vite hvordan vegtiltak påvirker omkringliggende grunnvannsforhold, ettersom senket grunnvannsnivå og poretrykk kan føre til setningsskader, skade på fuktkrevende natur, skade på drikkevanns- og energibrønner, m.m. Videre kan det også oppstå skader som følge av økt grunnvannsnivå, eksempelvis ved oppstuving oppstrøms tiltak som forårsaker redusert permeabilitet i grunnen.

En god fastsettelse av tiltakets/prosjektets influensområde for grunnvann er derfor viktig for å unngå uforutsette konsekvenser. Riktig prosjektering og utførelse av tiltak som kan påvirke grunnvann vil med det bidra til optimalisering av bl.a.:

- materialforbruk og redusert CO2-utslipp
- ivaretagelse av natur og miljø
- ivaretagelse av eksisterende bygg og infrastruktur

For vurdering av influensområdet har Statens vegvesen hovedsakelig henvist til Publikasjon nr. 103 Miljø- og samfunnstjenlige tunneler fra 2003 (5). Krav til definering av influensområdet for veg i dagen, byggegroper og bergskjæringer er kanskje mindre tydelig. Derfor er også vurdert hvorvidt veiledningsmaterialet er dekkende i forbindelse med andre tiltak enn tunnel (f.eks. byggegroper og bergskjæringer), og avbøtende tiltak for å unngå skade (f.eks. installering av infiltrasjonsbrønner og infiltreringsprosedyre).

For hvert tema har vi vurdert følgende:

- Hva er godt dekket i eksisterende regelverk (Vegnormalene) når det gjelder påvirkning på grunnvann?
- Hva er godt dekket i veiledningsmaterialet når det gjelder påvirkning på grunnvann?
- Hva er godt dekket i gjennomføring av prosjekter?
    - Det er tatt utgangspunkt i fem store veiprosjekter (se kap. 3).
- Hvor er det behov for forbedring/oppdatering/presisering når det gjelder påvirkning på grunnvann?
    - Foreligger det et tilstrekkelig kunnskapsnivå?
    - Er det behov for/mulig å forbedre veiledningen?
    - Er det behov for/mulig å klargjøre regelverket ytterligere?
    - Er metodene og tilnærmingen som brukes i dag fornuftige (for kartlegging av påvirkning på grunnvann)?

**Begrensninger**
Formålet med arbeidet er å vurdere om dagens regelverk og veiledningsmateriale beskriver *beste praksis* for vurdering av grunnvannets influensområde. Rapporten omfatter oppdatert kunnskap ut ifra tilgjengelig data, litteratur og prosjekterfaring. Det er ikke utført egne analyser i dette arbeidet.

Kun gjeldende versjoner av Statens vegvesen sine vegnormaler og veiledninger er gjennomgått. Det er ikke gått tilbake til tidligere versjoner for å sammenligne med fagrapporter utarbeidet før siste versjon av vegnormal N200 og N500 inkl. veiledningsmateriell.

Ved gjennomgang av prosjekter har grunnlaget basert seg på hva Multiconsult har fått oversendt fra Statens vegvesen. Det kan dermed ikke utelukkes at det foreligger mer data i rapporter fra andre prosjekter enn det som er gjennomgått i foreliggende prosjekt. Noe av arbeidet har derfor vært å etablere generelle prinsipp for utvelging av relevante prosjekter til vurdering av «beste praksis» i videre arbeider. Dette er sammen med forslag til spesifikke prosjekter, beskrevet kapittel «Anbefalinger for videre arbeider».

Videre er det noe utydelig i hvilke faser de ulike undersøkelsene er utført i de fem prosjektene som er gjennomgått. Hvorvidt utførte undersøkelser stemmer overens med krav relativt til planfase, er derfor ikke kommentert i foreliggende rapport, kun hva som faktisk er utført.

I gjennomgangen er det sett på tema tilknyttet grunnvannsnivå. Det er ikke sett på vurdering og betydning av endring i vann- og/eller geokjemi som følge av grunnvannspåvirkning.

## GJELDENDE REGELVERK OG VEILEDNINGSMATERIALE

### Vegnormalene

#### N500

***Forundersøkelser***

I N500 beskrives det ulike krav til hvilke undersøkelser som *skal* utføres og hvordan dette rapporteres. Det skilles mellom krav til undersøkelser avhengig av planfase. I N500 skal kunnskapsnivået for hvert planfase-trinn, det vil si at fra forundersøkelser/tidlig planfase til konkurransegrunnlag, skal kompetansen og informasjon om området heves slik at det foreligger minimalt med usikkerheter og risikomomenter til byggestart (1).

I kap. 9 er det beskrevet at permanente drenssystemer skal dimensjoneres i henhold til forventet lekkasje og mulige endringer over tid. Det er ikke presisert hvorvidt det med «endringer over tid» implisitt siktes til en tunnels dimensjonerende varighet på 100 år, eller 50 år for vann- og frostsikring, eller endringer nærmere i tid og rom (1).

***Anleggsfase***

Kapittel 3 beskriver at det skal utarbeides en prosjektspesifikk plan for oppfølging av ytre miljø der håndtering av naturmangfold skal inkluderes, men det nevnes ikke fuktkrevende naturtyper spesifikt. YM-plan skal gjelde for de ulike faser av prosjektet, herunder planlegging, prosjektering/utbygging og drift og vedlikehold (1).

***Overvåkning***

Tunneler skal ha dimensjonerende brukstid på 100 år og vann- og frostsikring skal ha brukstid på 50 år. Det stilles ingen krav til overvåkning av fuktkrevende naturtyper i etterkant av anleggsfasen, men i kapittel 3 beskrives det at *om man finner dette relevant,* skal grunnvannsnivå registreres gjennom prosjektets ulike faser, som da også omfatter *drift* (1).

***Rapportering***

Iht. N500 anbefales det å lagre geo-rapporter i Statens vegvesens *Rapportweb*, og at rapporter fra grunnboringer m.m. lagres i NADAG (1). Det er ikke stilt krav om registrering av hydrogeologisk data som eksempelvis borelogg fra brønnetablering i GRANADA, eller av funn som omhandler sårbarhet i flora og fauna (eller fuktkrevende naturtyper).

Forundersøkelser skal sammenfattes i en geologisk rapport, inkludert hydrogeologiske forhold. Deriblant hvilke områder som krever spesielle tiltak, f.eks. svakhetssoner, og forslag til plan for videre forundersøkelser. Det skal utarbeides geologisk rapport for reguleringsplan. Det står spesifikke krav til hva faktadelen i geologisk rapport for reguleringsplan skal inneholde. I veiledning til kravet står det at det skal henvises til fagrapporten for boredata med registreringer fra egne brønner for poretrykk og grunnvannsstand. Hydrogeologiske vurderinger skal beskrives i rapportens tolkningsdel. Videre i henvisning til kravet om rapportering, står det at

dersom det er utført egen hydrologisk/hydrogeologisk undersøkelse, inkluderes det et sammendrag i geologisk rapport hvor det vises respektiv fagrapport. Videre står det at tolkningsdelen i geologisk rapport til reguleringsplan skal inneholde omtale av hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner, vurdering av sannsynlighet for å få vann som skaper driveproblemer, anbefaling om maksimal innlekkasje for å unngå skadelig poretrykksendring og vurdering av omfang av injeksjonsarbeider. Det står videre en del veiledning til kravet om hva de hydrogeologiske tolkningene skal inneholde, deriblant krav til rapportering av innlekkasje i form av enten tabeller eller visualisering på kart og hvorvidt krav til begrensning av vannlekkasjer er bestemt på grunn av naturmiljø, fare for skadelige setninger og/eller forringelse av drikkevannskilder. Det presiseres at usikkerheter skal beskrives i rapportens tolkningsdel, eksempelvis usikkerheter tilknyttet potensiell innlekkasje (1) .

Det er krav om å utarbeide ingeniørgeologisk sluttrapport, hvor bl.a. utført injeksjon m.m. beskrives. Sluttrapport skal inngå i tunnelens sikkerhetsdokumentasjon (1).

**N200**

***Forundersøkelser***

Avsnitt 1.6 *geologiske forundersøkelser* beskriver at fare for grunnvanns-senkning skal vurderes, og at rapporter til reguleringsplan og byggeplan skal vurdere effekter på ytre miljø. N200 omhandler ikke en vurdering av mulig utstrekning av influensområde mtp. påvirkning på grunnvannsnivå og dertil fuktkrevende naturtyper (2).

***Anleggsfase***

Basert på geologiske forundersøkelser skal det lages en rigg- og marksikringsplan iht. veiledning gitt i V271 (Vegetasjon i veg- og gatemiljø) (6). I avsnitt 1.11.4 *Bygging på myr og annen våtmark*, stilles det krav om å vise særlige hensyn ved bygging på myr og annen våtmark (fuktkrevende naturtyper). Det vises til veiledning gitt i V221 (Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger) og Statens vegvesens rapport nr. 423 (*Når vegen berører myra. God forvaltning av myr i vegplanlegging, bygging og drift)*. Ved inngrep i myr eller annen våtmark, stilles det krav om at følgende skal oppnås i prioritert rekkefølge: 1) Unngå endring i grunnvannsstanden, 2) Sikre at minst mulig areal blir drenert, bl.a. ved å vurdere vannstrømmen, 3) Sikre at vannbalansen i våtmarka blir minst mulig berørt ved å iverksette avbøtende tiltak.

***Overvåkning og rapportering***

Det står ikke beskrevet at man skal overvåke effekten av utbygging, eventuelle avbøtende tiltak eller restaurering etter endt anleggsfase.

Avsnitt 1.11 beskriver at midlertidige anleggsplasser skal restaureres tilbake til opprinnelig natur. Det er ikke beskrevet at man skal dokumentere utførte avbøtende tiltak eller restaurering i en sluttrapport.

### Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering

Eurokode 7 har et klart fokus på tiltak og tilhørende bruks- og bruddgrensetilstand for strukturer/bygg. Men i høringsutkast til ny Eurokode 7 er det et krav at prosjektets influensområde skal defineres. Utstrekning av influensområdet skal bl.a. inneholde en vurdering av tiltakets påvirkning på alle relevante hydrauliske og hydrogeologiske effekter. Videre er det formulert at influensområde bør ta høyde for miljøpåvirkninger og forurensning (7).

Det er et krav at grunnundersøkelser skal gjøres innenfor hele influensområdet og at undersøkelsen skal omfatte både lagdeling/materialer og grunnvannsforhold. Videre er det formulert at der man forventer at tiltaket kan påvirke grunnvannsforhold i anlegg- og permanentfase, så bør man ha plan for monitorering (7).

Forventet påvirkning på grunnvannsforhold i anleggsfase kan baseres på beregninger med best-estimate-parametere, eller basert på ingeniørmessig skjønn (7).

### Veiledningsmateriell og rapporter

#### *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel*

Denne veilederen gir utfyllende veiledning til krav i vegnormal N500 Vegtunneler. Veilederen gir gode føringer for hvilke undersøkelser som skal utføres, og angir oppdatert informasjon mtp. undersøkelsesmetoder. Den gir veiledning i hvordan man kan vurdere innlekkasje til tunnelanlegg, informasjon om bergmassens hydrauliske ledningsevne basert på sprekker (8), men angir ikke hvordan influensområde kan fastsettes.

#### *Forundersøkelser*

Den viser til at natur som er «varige kilder til innlekkasje» skal vies særskilt oppmerksomhet i forbindelse med hydrogeologiske registreringer, og beskriver at man skal definere og tegne inn nedbørsfelt i kart og profiler for foreslåtte tunneltraseer. Veilederen viser videre til publikasjon nr. 103 for hvordan vurdere konsekvenser ved grunnvannstands- og poretrykksendring for naturmiljø. Veilederen foreslår at vann, bekker og myrområder skal inkluderes i en 3D-modell som kan inkludere influensområder. Det er ikke angitt spesifikke tall/utstrekning på influensområder. Veilederen nevner heller ikke andre fuktkrevende naturtyper. Vannstand i vann og myrer skal registreres kontinuerlig i tidlig planfase for å kunne begrense innlekkasje / definere krav til tetthet. Det står at man skal definere krav til tetthet, men dette skal vurderes basert på de stedspesifikke forholdene ved omgivelsene i hvert enkelt prosjekt. Veilederen viser videre til beskrivelser gitt i Publikasjon nr. 103 (8).

#### *Anleggsfase*

Om de geologiske forholdene tilsier at berget må forsterkes, beskrives det i denne veilederen hvordan. Det beskrives krav til måling av innlekkasje, både på stuff og ved hjelp av måleterskler (8). Denne veilederen beskriver ikke om eller hvordan man underveis i anleggsfasen eventuelt skal overvåke vannstand eller tilstand i fuktkrevende natur.

***Overvåkning/sluttrapportering***

Det står ikke beskrevet hvordan man skal overvåke eventuelle skader på fuktkrevende natur i driftsperioden av tunellen.

Injeksjonserfaringer og oppnådd tetthet hører med i ingeniørgeologisk sluttrapport (8). Det står ikke beskrevet at man skal dokumentere evt. tiltak for å redusere risiko ifm. fuktkrevende natur.

**Statens vegvesen, publikasjon nr. 103, Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø (Karlsrud m.fl. 2003)**

Publikasjonen omhandler i hovedsak vurderinger av konsekvenser ved grunnvannsstands- og poretrykksendring for naturmiljø og urbanområder. Publikasjonen gir erfaringstall på mulige influensområder, men dette er ikke hovedformålet til publikasjonen. Den gir også et eksempel på mulig inndeling av sårbarhetsklasser avhengig av størrelsen på nedbørsfelt, og foreslår formelsett for beregning av innlekkasje til tunnel ved hjelp av en forenklet tilnærming (5). Publikasjonen gir kun implisitte føringer for fastsettelse av influensradius, men ingen prosedyrer for dette. Publikasjonen angir derimot prosedyrer for fastsettelse av lekkasjekrav i henholdsvis naturområder og urbane områder. Sistnevnte gjelder for mektige marine avsetninger i Oslo-regionen (5), og er ikke nødvendigvis relevant for fastsettelse av lekkasjekrav for andre urbane områder.

***Forundersøkelser***

Publikasjon nr. 103 definerer ikke en fast akseptgrense for alle tuneller, men beskriver hvordan man skal vurdere stedsspesifikke akseptgrenser. For å fastsette lekkasjekrav (akseptgrenser for lekkasje), må man gjennomføre sårbarhetsanalyser, risikoanalyser, verdisette sårbare naturtype-lokaliteter og definere akseptabel konsekvens, dvs. tallfeste akseptabel endring i grunnvann / vannføring / vannspeil. Deretter, basert på disse vurderingene, skal man tallfeste akseptabel tunnellekkasje. Om man ser at det er høy risiko forbundet med tunellbyggingen, skal man enten gjennomføre avbøtende tiltak eller så skal man legge om tunellen (5).

***Anleggsfase / Sluttrapportering / Overvåkning***

Rapporten beskriver ikke undersøkelser som skal gjennomføres i senere faser.

***Tiltak***

I rapport nr. 103 beskrives det at systematisk forinjeksjon er det tiltaket som er mest attraktivt for å begrense lekkasjer i tunnel, og at oppnådd tetthet ved injeksjon avhenger av hvilke injeksjonsmasser som brukes i kombinasjon med selve injeksjonsteknikken.

### NS 3466 Miljøprogram og miljøoppfølgingsplan for ytre miljø for bygge- og anleggs- og eiendomsnæringen (Standard Norge 2009)

Denne standarden er utarbeidet av næringen, forskere og interesseorganisasjoner for å gi en mal for utarbeidelse og bruk av miljøprogram og miljøoppfølgingsplaner for et prosjekt.

Standarden beskriver at miljøprogrammet skal inneholde vurderinger av virkning på naturmiljø. Naturmiljø inkluderer både naturområder og lokalklima, hvor lokalklima er bl.a. fuktighet. Videre skal man i miljøprogrammet beskrive miljømål, samt tiltak for å nå disse målene.

Miljøoppfølgingsplanen skal inkludere beskrivelser av tiltak som skal ivareta miljømålene, hvordan vurdere måloppnåelsen og hvordan miljømålene følges opp. Eksempelvis skal miljøoppfølgingsplanen beskrive hvordan og hvor ofte miljøparametere skal måles og dokumenteres/rapporteres. Standarden gir ikke detaljerte beskrivelser av miljømål, tiltak eller hvilke miljøparametere som skal følges opp (10).

### NFF-håndbok nr. 06 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg

Hovedformålet med NFF håndbok nr. 6 er å gi veiledninger til praktisk utførelse av berginjeksjon for underjordanlegg. Med tanke på influenssone henviser håndboken til erfaringstall funnet i prosjektet «Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.

I kapittel 17.2 presenteres sammenhengen mellom innlekkasje i tunnel og poretrykksreduksjon i tilknytning til dyprenner, basert på erfaringstall fra uspesifiserte tunneler i Oslo-området. I samme tabell er maksimal influensavstand oppgitt til 1000 m (11), uten at det er beskrevet hvordan influensavstanden er vurdert eller skal tolkes.

*Tabell 1 Sammenheng mellom innlekkasje i tunnel, q, og påvirkning på poretrykk i dyprenner rett over tunneler, basert på erfaringer fra tunneler i Oslo-området (11).*

| Lekkasje, q (l/min/100 m) | Poretrykksreduksjon ved berg Δuf (m) | Maksimal influensavstand (m) |
|---|---|---|
| < 1 | 0 | 0 |
| 1 - 3 | 0 - 2 | 0 - 200 |
| 3 - 5 | 2 - 4 | 100 - 400 |
| 5 - 10 | 4 – 6 | 200 – 600 |
| 10 - 20 | 6 – 8 | 300 – 800 |
| 20 - 40 | 8 - 10 | 400 - 1000 |
| > 40 | 10 | >500 - 1000 |

Kapittel 14.2 beskriver hvilke faktorer som skal vurderes ved fastsetting av innlekkasjekrav:

- Anleggets formål
- Anleggets plassering
- Anleggets overdekning og størrelse
- Lekkasjekonsekvenser - økonomiske og miljømessige (inkludert omdømme)
- Sikkerhetsmessige forhold
- Permanent og midlertidig funksjonskrav
- Økonomi

Det blir ikke gitt veiledning i hvordan faktorene skal vurderes ved fastsetting av innlekkasjekrav. Tabell 2 viser eksempel på sammenhengen mellom funksjonskrav og tillatt innlekkasje. I dag er det ikke uvanlig å stille enda strengere krav enn 5 l/min/100 meter, men dette var ikke vanlig praksis da håndboken ble publisert i 2010.

*Tabell 2 Eksempler på innlekkasjekrav (11).*

| | **Strenge krav** | **Middels krav** | **Moderate krav** |
|---|---|---|---|
| Tillatt innlekkasje | 5 l/min/100meter | 10 l/min/100meter | 20 l/min/100meter |
| Funksjonskrav | Sensitive omgivelser | Moderat sensitiv | Anleggsavhengig |

Kapittel 14.7 beskriver forholdet mellom funksjonskrav og injeksjonsstrategi, vist i **Feil! Fant ikke referansekilden.**. I tillegg skal levetidsbetraktninger og driftskostnader vurderes.

*Tabell 3 Forhold mellom krav til tetthet og injeksjonsstrategi (11).*

| Type anlegg | Krav til tetthet | Omgivelser | Omfang av injeksjon | Injeksjons-middel | Alternativ/ supplement |
|---|---|---|---|---|---|
| **Kraftverks tunneler** | Ikke tap av vann som gir økonomiske driftskonse-kvenser | Grunnvanns-endring | Sporadisk (behovsprøvd) | Sementer | Utforing, (stål, betong) |
| **Samferdsels-tunneler** | | | | | |
| **\tettbebygd strøk** | Unngå skade på omgivelsene | Grunnvanns-Senkning og setninger | Systematisk injeksjon | Sementer | Avskjerming, drenering, vannfiltrasjon |
| | Vann-isproblemer i tunnel | | | Kjemiske midler | Vanntett utstøpning |
| **\undersjøiske** | Pumpekapasitet/ økonomi | Uavhengig | Ut fra systematisk sonderboring | Sementer | |
| | Vann-isproblemer i tunnel | | | Kjemiske midler | Avskjerming, drenering. Vanntett utstøpning |
| **\øvrige** | Vann-isproblemer i tunnel Krav i drivefasen | Grunnvanns-senkning | Etter sonderboring i på forhånd kartlagte soner | Sementer | |
| **Olje-gasslagre** | Gasstett, hindre forurensning | Forurensning | Etter sonderboring | Sementer | |
| | Driftskostnader | | | Kjemiske midler | Vannfiltrasjon |
| **Varelagre** | Avhengig av type lager | Grunnvanns-senkning, setninger | Avhengig av type lager og varer | Sementer | Avskjerming, drenering |
| | | | | Kjemiske midler | |

### BegrensSkade I og II/Remedy (FoU-prosjekter)

BegrensSkade er et bransjeomfattende forskningsprosjekt som har som mål å heve kompetanse, og minske risiko for skader, i forbindelse med grunn- og fundamenteringsarbeider. BegrensSkade ble avsluttet i 2016. I forlengelsen av prosjektet ble det gjennomført et prosjekt kalt BergensSkade II / Remedy med prosjektperiode 2017-2022.

Prosjektet har utviklet et GIS-verktøy som ved input av geotekniske og hydrogeologiske parametere, kan estimere risiko for bygningsskader som følge av drenasje til byggegrop og tunnel. Verktøyet er fritt tilgjengelig: https://github.com/norwegian-geotechnical-institute/remedy_gis_risktool

Hydrogeologisk kompetanse løftes fram som et aspekt som ikke er nok involvert ved planlegging og prosjektering av byggegroper. Som en følge av dette utføres det ofte ikke nok forundersøkelser av grunnvannstrømning og poretrykk. Videre anbefales det lovendringer ved at store byggegroper, og potensialet for påvirkning på grunnvann, underlegges krav om konsekvensutredning. Det anbefales også endringer i vannressursloven slik at det stilles kompetansekrav til alle som kan påvirke grunnvannet.

Remedy-prosjektet har sammenstilt og analysert en stor mengde data fra et stort utvalg byggeprosjekter. Sammenstilling av disse indikerer at antatt poretrykksreduksjon relativt til avstand fra byggegrop, tilsvarer den samme antagelsen som i Publikasjon nr.103: «*Basert på en tilsynelatende øvre grense anbefales det for praktiske vurderinger, at man antar at poretrykksreduksjon avtar med ca. 2 m pr 100 m avstand fra byggegropa. Dette vil gjøre det enkelt å estimere aktuell influenssone for en byggegrop basert på utgravingsdybde under stigehøyden i den lukkede akviferen (og hvor stor andel av dette man forventer å redusere poretrykket) samt grunnforhold for øvrig»*.

Det bemerkes også at svært liten vannlekkasje skal til for å få en reduksjon i poretrykk, uten at det tallfestes.

Det samme arbeidet viser med empiriske data at tiltak mot grunnvannssenkning, som vanninfiltrasjon og berginjeksjon, har en klar effekt. Datasettet viser også klart at byggegrop med innvendig avstivning og ingen drenasjeveger til berg (som borede ankere og peler) har minst innvirkning på poretrykksendringer.

Ut fra dette trekkes noen klare anbefalinger:

- Grunnvannsforhold må kartlegges tidlig, med fokus på overgangen mot vannførende lag, slik at man har null-situasjonen før anleggsfasen starter
- Der hvor vanninfiltrasjon kan bli aktuelt må det planlegges og klargjøres for dette tidlig i prosjektet. Spesielt i urbane strøk tar det tid å finne gode lokasjoner som ikke er i konflikt med annen infrastruktur, samt å innhente tillatelse til å benytte disse lokasjonen. Det blir for sent om man ser behovet i anleggsfase å starte dette arbeidet da.
- Det bør i prosjektets tidligfase vurderes om man kan redusere utgravingsdybde slik at man unngår utvendige, borede løsninger for oppstøtting.

**NGF Byggegropveiledningen**

Byggegropveiledningen gir føringer for geoteknisk prosjektering av byggegrop. Den fokuserer i hovedsak på tekniske løsninger og dimensjonering av disse, bl.a. tetting av spunt, tetting av berg og overgang til berg, vanninfiltrasjon mm. Formålet er rettet mot design som minimerer risiko for fysiske konsekvenser på nabobygg, men påvirkning på miljø trekkes også fram og vektlegges like mye som en konsekvens av at man forholder seg til PBL og Vannressursloven (12).

**Statens vegvesens rapport nr. 423, Når vegen berører myra. God forvaltning av myr i vegplanlegging, bygging og drift (Aker og Johansen 2015)**

Denne rapporten beskriver hvordan myr er blitt påvirket etter veibygging. Det er lite kunnskap på hvordan best mulig å gjennomføre tiltak for å bevare myras funksjon i de tilfeller veiutbygging berører denne naturtypen. I rapporten foreslår man noen tiltak for å begrense skaden en veiutbygging har på myr i influensområdet rundt veikroppen. Rapporten definerer ikke et konkret areal / avstand fra veikroppen som influensområde, men forfatterne viser til at man bør inkludere en buffersone rundt veikroppen for å ta høyde for kanteffekter på vannhusholdning og vegetasjon. Rapporten poengterer viktigheten av for- og etterundersøkelser i forbindelse med veiutbygging (13).

**Statens vegvesen veiledning Håndbok R211, Feltundersøkelser**

Denne håndboken omfatter metodebeskrivelser for feltundersøkelser som utføres i eller for Statens vegvesen, og gir en samlet beskrivelse av metodene til praktisk bruk ved siden av gjeldende standarder og til avklaring der standardene gir valgmuligheter (14).

Håndboken gjennomgår geotekniske og geologiske undersøkelser. Flere av undersøkelsene som beskrives kan enten direkte eller indirekte brukes for vurdering av hydrogeologiske forhold. Håndboken gir beskrivelse av hvordan grunnvannsnivå og poretrykk kan måles i felt. Det er også gitt et eget vedlegg for grunnvannsbegreper (14).

Det er i forbindelse med setningskontroll av bygg nevnt at influensområdet må bestemmes, at verneverdige naturtyper må kartfestes i influensområdet, at kvartærgeologiske kart bør vise alle brønner i prosjektområdet som grunnlag for mer detaljerte undersøkelser i influensområdet og registrering av influensområdet til bekker og elver som drenerer gjennom marine avsetninger må finnes. Utover dette henvises det til V220 for beskrivelse av pumpetester for å kartlegge de reelle vannveiene i undergrunner (14).

Det er ikke gitt noen beskrivelser for hvordan influensområder kan kartlegges, men det er angitt at resultat fra kvartærgeologiske og geotekniske undersøkelser må være detaljerte nok til å få frem variasjoner med tanke på hydraulisk konduktivitet, vise nedbørsfelt og resultat fra eventuelle pumpetester. Videre henvises det til Håndbok V220 for grunnleggende fagstoff (14).

I avsnitt for registrering av grunnvannsnivå/poretrykk er det ikke presisert at disse skal registreres i Granada (14).

**Statens vegvesen veiledning Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger**

Denne håndboka beskrives å skal være et praktisk hjelpemiddel og bidra til å sikre en god og enhetlig geoteknisk saksbehandling i Statens vegvesen, dvs. den henvender seg først og fremst til etatens medarbeidere, men også til prosjekterende utøver når vei skal bygges (15).

Håndboka beskriver at hensyn må tas ifm. influenssonen rundt konstruksjonen, og at influensradien avhenger av grunnvannstilstand og jordas egenskaper (15).

Veilederen diskuterer lite problematikk rundt fuktkrevende naturtyper, men gir eksempler på konstruksjoner med den hensikt å unngå inngrep i myr, som myrbru og anleggsveg direkte på torv / myr. Rapporten diskuterer ikke i hvor stor grad de forslåtte anlegg virkelig begrenser skade på fuktkrevende natur, i hvor stor grad de hindrer påvirkning av grunnvannet, eller om de begrenser influenssonens utstrekning (15).

**Statens vegvesen veiledning Håndbok V271, Vegetasjon i veg- og gatemiljø**

Denne håndboken har som mål å være veiledende for planlegging og bygging og ved etablering av skjøtsel av grøntanlegg. Drift- og vedlikehold er ikke omhandlet.

Håndboken presiserer at man bare unntaksvis skal gjøre inngrep i myr og at man skal minimere drenering og dertil endring av vannstand i myr. Håndboken beskriver at rigg og marksikringsplanen (RM-plan) skal vise den eksisterende vegetasjonen som skal bevares eller gjenskapes (6). Håndboken omhandler ikke temaet influenssone.

**Søknader til myndighet**

Utover NVE Veileder 1/2021 *Veileder til Vannressursloven og NVEs behandling av vassdrags- og grunnvannstiltak*, er det ingen klare retningslinjer på hvilke grunnvannspåvirkninger som vil være konsesjonspliktig overfor vannressursloven, være seg tunnel, byggegrop, skjæringer eller tilsvarende.

Det er i flere prosjekt generalisert i form av at tiltak som resulterer i et *uttak* av grunnvann over 100 $m^3$/time er konsesjonspliktig. Dette er imidlertid en forenkling basert på ett av flere punkt i nevnte NVEs veileder.

Det bør avklares på et tidlig tidspunkt i planprosessen hvorvidt planlagt veganlegg, eller andre prosjekt som vil påvirke grunnvannsnivået ved *uttak* av grunnvann, trenger tillatelse iht. vannressursloven og om det er konsesjonspliktig. Det fremkommer ikke i prosjektene som er gjennomgått om dette er vurdert.

## PROSJEKTGJENNOMGANG

I forbindelse med dette arbeidet er fagrapporter fra ulike tunnelprosjekter gjennomgått. Et kort sammendrag er presentert i underliggende kapitler.

Prosjektgjennomgangen har fokusert mest på tunnel, da de fleste prosjekter oversendt fra Statens vegvesen har omhandlet tunnelprosjekter. Det er derfor ikke sammenlignet med krav gitt i N200 for de ulike prosjektene oversendt fra Statens vegvesen.

### E16 Bjørum – Skaret

E16 Bjørum-Skaret inngår som del av utbyggingen av en sammenhengende firefelts motorveg mellom Sandvika og Hønefoss. Prosjektet går fra Bjørum i Bærum kommune til Skaret i Hole kommune (16). Den totale strekningen er 8,4 km og inkluderer to tunneler, Sollihøgdatunnelen (ca. 3,4 km lang) og Bukkesteinshøgdatunnelen (ca. 750 m lang), og flere høye bergskjæringer (17). Byggestart for prosjektet var i 2021, planlagt ferdigstillelse i 2025 (16).

Den nye veistrekningen går delvis langs eksisterende vei samt forbi drikkevannsbrønner og to kommunale vannverk. Tunnelen går hovedsakelig gjennom ulike lavastrømmer av rombeporfyr, men krysser også de sedimentære lagene som ligger mellom lavastrømmene og spredte gangbergarter av diabas og syenitt. Helt sør i prosjektområdet består berggrunnen av skifer og kalkstein. I området er det marine avsetninger med varierende mektighet, tynt torvdekke og elve- og bekkeavsetninger. I tillegg er det noen partier med fjell i dagen og forvitringsmateriale (17).

Det er utført en rekke grunnundersøkelser, inkludert grovhullsboringer, geofysisk borehullslogging, vanntapsmålinger, manuelle og automatiske målinger av grunnvannsstand i bergbrønner og vannstand i overflatevann samt kjemisk analyse av vannprøver. Det fremkommer ikke informasjon om vannstandsmåling i myrer eller annen fuktkrevende natur. Fra oktober 2019 var det komplett overvåkning av alle observasjonspunkt (17).

Det er også utført hydrogeologisk modellering og denne har blitt brukt til å definere influensområdet. Kartlegging av overflatevann og myrer innenfor influensområdet er utført, og er sammen med informasjon fra kjerneborehull, svakhetssoner, observasjoner av grunnvannsstand og kritiske områder samt resultater fra hydrogeologisk modellering (17), styrende for fastsettelse av innlekkasjekrav. Det strengeste kravet er på 5 l/min per 100 m. Det er ikke kjent om setningsømfintlige områder er kartlagt og om innlekkasjekrav hensyntar dette. Oppfølging av innlekkasjekrav og eventuelle avbøtende tiltak er ikke beskrevet i grunnlaget som er gjennomgått, med unntak av at overvåkningsprogrammet for grunnvann skal videreføres i regi av Statens vegvesen og deres rådgiver i anleggsfasen.

### E18 Lysaker - Ramstadsletta

E18 Lysaker-Ramstadsletta inngår som en del av E18 Vestkorridoren, som er en 17 km lang ny hovedvei mellom Lysaker i Bærum og Drengsrud i Asker (18). Den totale strekningen for E18 Lysaker-Ramstadsletta er 4,4 km og inkluderer Gjønnestunnelen (1,7 km lang) og Høviktunnelen (1,65 km lang) (19). Byggestart for prosjektet var i 2020. Planlagt ferdigstillelse for hele prosjektet E18 Vestkorridoren er i 2029/2030 (20).

De nye veistrekningene går gjennom tett bebyggelse bestående hovedsakelig av eneboliger, rekkehus og boligblokker samt noen større industri-/kontorbygg uten registreringer av fuktkrevende naturtyper. Høviktunnelen vil krysse under Holtekiltunnelen som inneholder rør for overvann, spillvann og vannforsyning til Fornebu. Gjønnestunnelen vil gå mellom Høviktunnelen og Holtekiltunnelen. Gjønnestunnelen vil også krysse Bærumstunnelen og en VEAS-tunnel. Tunnelene vil hovedsakelig gå gjennom leirskifer, leirskifer med kalksteinsknoller og -lag samt knollekalk. Leirskiferen og knollekalken gjennomskjæres av et stort antall eruptivganger. Området ligger under marin grense og det er registrert flere dyprenner der løsmassene generelt består av et mindre lag fyllmasse og/eller tørrskorpeleire over meget bløt siltig leire til berg. Leira er stedvis kvikk (19).

Grunnundersøkelser ble utført i perioden 2013 til 2018 og inkluderer trykksonderinger, prøveserier, ødometerforsøk, vanntapsmålinger i infiltrasjonsbrønner, InSAR og etablering av poretrykksmålere (19).

Influensområdet er definert ved bruk av erfaringstall fra SVVs rapport nr. 103 samt en vurdering av områdets geologi. Det er tilsynelatende ikke utført empiriske beregninger for å definere influensområdet. Ettersom løsmassene består av marine avsetninger, er setningsproblematikk styrende for fastsettelse av innlekkasjekrav (19). Metoden for vurdering og fastsettelse av innlekkasjekrav er ikke kjent. Innlekkasje følges opp ved omfattende og systematisk forinjeksjon med kontrollhull samt tett oppfølging under anleggsarbeidene (21). Vanninfiltrasjonsbrønner er installert som avbøtende tiltak. For overvåkning under anleggsarbeidene er det etablert poretrykksmålere som inngår i et fjernovervåkningssystem med varslings- og alarmnivåer. Det er ukentlig oppfølging av poretrykksmålerne (22).

### E18 Ytre ringvei

E18 Ytre ringvei er en ca. 10 km lang vei som skal gå fra Vige til Grauthelleren i Kristiansand kommune. Veien vil hovedsakelig gå i tunnel (23). Prosjektet er i reguleringsplanfasen og byggestart og ferdigstillelse av prosjektet er uavklart (24).

Den planlagte veistrekningen krysser delvis eksisterende bebyggelse og delvis uberørte naturområder. Tunnelene vil gå gjennom prekambriske bergarter som granitt og gneis. I heiområdene er det typisk berg i dagen eller et tynt torvdekke, mens det i dalsøkkene er morene samt enkelte partier med torv og myr. I flattliggende områder er det marine avsetninger, elv- og breelvavsetninger og urmasser. Det er kvikkleire i flere områder (23).

Det er utført en rekke undersøkelser i reguleringsplanfasen og tidligere, inkludert boring av hammerborhull, kjerneborhull og løsmassebrønner, borkaksprøver, vanntapsmålinger, geofysisk borhullslogging, akustisk profilering, refraksjonsseismikk, elektrisk resistivitet, totalsonderinger, trykksonderinger, prøvetaking av løsmasser, etablering av poretrykksmålere, ingeniørgeologisk feltkartlegging og innmåling av berg i dagen. Det er også utført pumpetester i brønner samt installert grunnvannslogger i brønner og vannstandsmålere i tjern (23) (25) (26). Kort-tids pumpetest ble utført i to bergbrønner der det ble pumpet med konstant rate på 9,6 l/min og 24 l/min i henholdsvis 64 min (til brønnen ble pumpet tørr) og 270 min. Det ble også utført lang-tids pumpetest i én bergbrønn for å kartlegge utstrekningen av influensområdet og grunnvannssenkning i ulik avstand fra brønnen testen ble utført i. Det ble pumpet opp vann med en tilnærmet konstant rate på ca. 11,7 l/min i 72 timer. Senkningskurvene fra pumpetestene er så analysert med Cooper-Jacob's metode, da den gir en indikasjon på permeabiliteten i berget. Fra kort-tids pumpetestene er beregnet tidlig hydraulisk ledningsevne på $10^{-7}$ m/s, mens beregnet sen konduktivitet er på $10^{-9}$ m/s og $10^{-7}$ m/s. Ved lang-tids pumpetesten er beregnet hydraulisk ledningsevne på $10^{-7}$ m/s (23). Resultater fra pumpetestene ble videre benyttet i vurdering av utstrekning av influensområde og behov for innlekkasjekrav (se mer om dette i kapitler **Feil! Fant ikke referansekilden.** og **Feil! Fant ikke referansekilden.**).

Influensområdet er definert ved bruk av erfaringstall fra SVVs rapport nr. 103 generelt for tunnelen samt at influensområdet er utvidet langs markante svakhetssoner. Det er utført kartlegging av sårbare områder, vannforekomster og fuktkrevende naturtyper samt setningsømfintlige områder, som alle er styrende for vurdering og fastsettelse av innlekkasjekrav (23) (26) (27). Det er utført empiriske beregninger for fastsettelse av innlekkasjekrav med en antagelse om at 10% påvirkning er akseptabelt. Avhengig av innlekkasjekrav anbefales det systematisk forinjeksjon og behovsprøvd forinjeksjon med systematisk sonderboring foran stuff samt etterinjeksjon i svært sårbare områder. Oppfølging av innlekkasje i byggetid er ikke vurdert. Det anbefales at det etableres vanninfiltrasjonsbrønner i forkant av byggestart som avbøtende tiltak, og at overvåkningsprogrammet for grunnvann utvides. Det anbefales at overvåkning av grunnvannsstand, poretrykk, vannstand i tjern og setninger bør pågå minimum 1 år inn i driftsfasen (23).

### E39 Kristiansand – Mandal

E39 Kristiansand-Mandal er en 19 km lang veistrekning fra Fidjane i Kristiansand kommune til Døle bru i Lindesnes kommune (28). Veistrekningen inkluderer tunnelene Mjåvannsheitunnelen (ca. 350 m lang) (29), Lindelitunnelen (ca. 550 m lang) (30), Søgnetunnelen (ca. 4 km lang) (31), Bruliheitunnelen (ca. 910 m lang) (32) og Vollebergtunnelen (ca. 610 m lang) (33). Byggestart for prosjektet var i 2018 med ferdigstillelse i 2022 (28).

Veistrekningen går gjennom kupert terreng med mye berg i dagen og tversgående myrfylte dalsøkk samt noen bebygde områder. Tunnelene går igjennom ulike varianter av gneis. I tillegg finnes det i noen områder middelskornet kalifeltspat- og

kvartsrik granitt samt grovkornet pegmatitt. Det er hovedsakelig et tynt humus- og torvdekke samt en del små og store myrområder. Stedvis er det sandrike breelvavsetninger over marine avsetninger (leire eller kvikkleire) med varierende mektighet. Morene forekommer også (29) (30) (31) (32) (33).

Det er utført en rekke undersøkelser, inkludert ingeniørgeologisk feltkartlegging, befaring, totalsonderinger, enkle sonderinger, prøvetaking av løsmasser (for undersøkelse av glødetap, vanninnhold, kornfordeling, frisvellingstest av leirmateriale) og berg, kjerneboring, droneflyvning, grunnvannsmålinger, elektrisk resistivitet og georadar (34). Det ble installert grunnvannsloggere i bergbrønner ved Søgnetunnelen, Lindelitunnelen, Bruliheitunnelen og Vollebergtunnelen fra noen uker opptil ett snaut år før byggestart (29) (30) (31) (32) (33).

Det er utført kartlegging av sårbare natur- og vannforekomster innenfor et influensområde (35), men utstrekningen av influensområdet fremkommer ikke. Det forekommer ikke setningsømfintlige områder og sårbar natur er derfor styrende for fastsettelse av innlekkasjekrav. Det er utført empiriske beregninger for fastsettelse av innlekkasjekrav med en antagelse om at 10% påvirkning er akseptabelt. Det ble anbefalt behovsprøvd eller systematisk forinjeksjon. Innlekkasje ble målt ved registrering av vannlekkasje i sonderhull på stuff. Det ble også målt akkumulerte vannmengder ved å måle utpumpede mengder på stuff etter pause i driving uten tilførsel av driftsvann. Utført tetting og grunnvannsmålinger er rapportert i ingeniørgeologiske sluttrapporter (29) (30) (31) (32) (33).

**E39 Svegatjørn – Rådal**

E39 Svegatjørn-Rådal er en 17,7 km lang veistrekning fra Svegatjørn i Os til Rådalen i Bergen. 14,7 km av veistrekningen går i tunnel, inkludert Lyshorntunellen (9,3 km lang), Skogafjellstunnelen (1,5 km lang), Lyshorntunnelen (1,7 km lang) og Råtunnelen (2,2 km lang). Byggestart for prosjektet var i 2016 med ferdigstillelse i 2022 (36).

Veistrekningen krysser delvis uberørt natur og delvis tett bebyggelse samt et vannverk med tilhørende infrastruktur. Bergartene i traséen varierer mye der det i nord er størkningsbergarter, gabbro og anortositt, mens det lenger sør er sedimentære bergarter som veksler (37). Det er lite løsmasser langs tunneltraséen da det stort sett er berg i dagen med myrer, tynne moreneavsetninger og skredmateriale. Myrene har varierende mektighet med de største tykkelsene i lokale forsenkninger (37).

Det ble utført grunnundersøkelser fram mot 2014, inkludert hydrogeologisk befaring, boring av bergbrønner, løsmassebrønner og myrbrønner, grunnvanns- og temperaturmålinger og korttids pumpetest.

Basert på sprekkesoner og empiriske beregninger av sårbarhetsindeks, er det definert et antatt influensområde hvor det er utført kartlegging av sårbare naturtyper som myrområder og vegetasjon som er grunnvannsavhengig samt forekomst av overflatevann. Det er gjort en vurdering av hvor stor grunnvannssenkning i cm våtmark/myrområder kan tåle og dette er førende for fastsettelse av innlekkasjekrav.

Hvor stor innlekkasje som er akseptabelt, er vurdert for hvert enkelt nedbørsfelt. I senere vurderinger er det også benyttet erfaringstall fra rapport nr. 103.

Innlekkasje i tunnel skulle måles ukentlig eller etter nærmere vurdering ut fra lekkasje på stuff samt for hver 100 m ved større lekkasjer. I tillegg skulle det etableres målepunkt ved påhugg og bli tatt månedlige vannprøver ved driftsstans. Det ble stilt krav om å fortsette grunnvannsovervåkningen 2-3 år etter ferdigstillelse. Det er usikkerhet knyttet til hvordan tetting og måling av innlekkasje faktisk har blitt fulgt opp.

Av mottatt grunnlag, er det kun oversendt én statusrapport til byggemøte for overvåkning av vannkvalitet i resipientene (grunnvann og overflatevann). Multiconsult i Bergen har hatt oppdrag med å utføre overvåkning av grunnvann og miljø for E39 Svegatjørn – Rådal, og er derfor kjent med at det er utarbeidet flere statusrapporter, årsrapporter og sluttrapporter i perioden 2015-2023. Overvåkning av grunnvann har blitt utført i brønner angitt av Statens vegvesen. Overvåkningen har omfattet kontinuerlig logging samt vannprøvetaking. Overvåkningen innebar undersøkelser og rapportering, og ble delt inn i tre ulike faser: fase 1 før anleggsstart (ikke av Multiconsult), fase 2 i løpet av anleggsperioden og fase 3 etter at anleggsperioden var over. Multiconsult kan informere om at det foreligger komplette Excel-ark med måledata fra E39 Svegatjørn – Rådal som er oversendt Byggherre. Det er ikke gjennomgått resultater fra overvåkningen i forbindelse med arbeidene til foreliggende vurdering av relevante prosjekter.

## VURDERING AV DAGENS REGELVERK OG VEILEDNING OPP MOT EKSISTERENDE KUNNSKAP OG PRAKSIS

Som beskrevet i kapittelet over, er tilgjengelige fagrapporter fra fem tunnelprosjekter gjennomgått i forbindelse med dette arbeidet. Grunnlaget er videre sammenlignet med krav gitt i vegnormal N500 Vegtunneler i Tabell 4 (1). Hva som er utført og i hvilken grad det er utført, er angitt med følgende bokstaver og fargekoder:

| | |
|---|---|
| X | Utført |
| Y | Vurdert, men ikke aktuelt |
| Z | Delvis utført |
| Æ | Antatt utført, men fremkommer ikke/ikke detaljert beskrevet i tilgjengelig grunnlag |
| ? | Ikke kjent og det er usikkert om det er utført |

Det er vanskelig å finne informasjon om hvilken planfase av prosjektene undersøkelsene er utført i, og det er av den grunn ikke gjort en vurdering av hvorvidt undersøkelsene er utført i riktig planfase, kun hvorvidt de er utført eller ikke.

*Tabell 4 Aktuelle krav i N500 sammenlignet mot det som er utført i prosjektene som er gjennomgått*

| Henvisning i N500 | Aktuelle tema mtp. geologi, hydrogeologi og økologi | E18 LR | E18 YRK | E39 KrM | E39 SR | E16 BS |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Kap. 2.1 | Innhenting relevant informasjon om grunnforhold langs traseen (arkivert materiale, faglitteratur, feltkartlegging, erfaringer fra nærliggende prosjekter/områder, boringer, geofysiske undersøkelser. | X | X | X | X | X |
| Kap. 2.1 og 2.4 | Vurdering av arealer som påvirkes av tunnelen mtp. skadelig grunnvannssenkning | X | X | X | X | X |
| | Vurdere arealer som påvirkes av tunnelen mtp. setninger | X | X | X | Z | ? |
| | Vurdere arealer som påvirkes av tunnelen mtp. miljøskadelig avrenning | ? | ? | ? | ? | ? |
| Kap. 2.1 | 3D-modell med informasjon fra geologiske forundersøkelser og informasjon | X | X | X | ? | X |
| Kap. 2.2 | Kartgrunnlag (innhold av elver, bekker og vann, dybdekoter der vann ligger nær traseen) | X | X | X | X | X |
| | Geologisk 3D-modell | X | X | X | ? | X |
| Kap. 2.4. | Innsamling og vurdering av eksisterende informasjon (NGU, fagartikler, brønndatabase, etc.), tidligere utførte undersøkelser. | X | X | X | X | X |
| | Geologisk informasjon fra eventuelle nærliggende anlegg eller eksisterende tunneler. | X | X | Y | X | X |
| | Lineamentsanalyse | X | X | X | X | X |
| Kap. 2.5. | Kartlegging av løsmasser og berg i dagen, svakhetssoner og strukturretninger i berget | X | X | X | X | X |
| | Felt- og grunnundersøkelser | X | X | X | X | X |
| | Bergmassen: | | | | | |
| | *Bergarter og bergartsgrenser* | X | X | X | X | X |
| | *Lagdeling og foliasjon* | X | X | X | X | X |
| | *Sprekkemønster og sprekketetthet* | X | X | X | Æ | X |
| | *Svakhetssoner* | X | X | X | Æ | X |
| | *Lineamentstudier fra kart/oversiktsfoto/digitale karttjenester* | X | X | X | X | X |
| | *Omfang av dypforvitring* | ? | X | ? | ? | X |
| | *Behov for detaljert undersøkelse av miljøfarlig bergmasse* | ? | X | ? | ? | ? |
| | Løsmasser, typer og mektighet | X | X | X | X | X |
| | Bergoverdekning | X | X | X | X | X |
| | Hydrologiske og hydrogeologiske registreringer: | | | | | |
| | *Måleprogram for grunnvannsnivå og poretrykk der dette er nødvendig, inkludert registrering av vannreservoar og myrområder, samt årstidsvariasjoner for disse.* | X | X | X | X | X |
| | *Sårbarhet i flora og fauna* | Y | X | X | X | Z |
| | *Kartlegging av setningsømfintlige områder* | X | X | X | ? | ? |
| | *Etablering av krav til begrensning av innlekkasje i de ulike deler av tunnelen, basert på poretrykksmålinger og tolkning av skadepotensiale.* | X | X | X | X | X |
| | *Fastsettelse av influensområde.* | X | X | Z | X | X |
| | Identifikasjon av bergarter som kan føre til sur eller giftig avrenning | ? | X | X | ? | ? |
| | Behov for og gjennomføring av geofysiske undersøkelser | ? | X | X | ? | X |
| | Behov for og gjennomføring av kjerneboringer eller andre typer borehullsinspeksjoner | ? | X | X | ? | X |
| | Der det er igangsatt et måleprogram for grunnvannsstand og poretrykk skal det foretas hyppige registreringer for å dokumentere de naturlige variasjoner over tid, f.eks. med månedlige intervaller. | X | X | X | X | X |
| Kap. 2.6. | Dokumentere influensområder mtp. grunnvannssenkning og fare for setninger | ? | X | ? | ? | ? |

| Henvisning i N500 | Aktuelle tema mtp. geologi, hydrogeologi og økologi | E18 LR | E18 YR K | E39 Kr M | E39 SR | E16 BS |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Kartlegging av løsmasser: tykkelse og setningsømfintlighet. | X | X | X | X | ? |
| | Registrering av fundamenteringsforhold for byggverk. | X | Z | ? | Y | ? |
| | Vurdering av aktuelle tiltak for å oppfylle fastsatte lekkasjekrav. | X | X | X | X | X |
| | Vurdering av miljømessige konsekvenser ved avrenning fra tunnel. | ? | ? | ? | ? | ? |
| | Fastsettelse av maksimum tillatt vannlekkasje inn i tunnelen i liter/minutt pr. 100 m tunnel (vises i tabell eller kart). | X | X | X | X | X |
| Kap. 2.7. | Supplerende grunnundersøkelser og kartlegginger av f.eks. måleresultater fra omgivelsene (grunnvann og setninger). | ? | ? | ? | X | ? |
| Kap. 3 Ytre Miljø | Plan for ytre miljø skal omhandle håndtering av naturmangfold (relatert til fuktighetskrevende natur) | ? | ? | ? | ? | ? |
| | Plan for ytre miljø skal omhandle direkte og indirekte utslipp av klimagass (drenering av myr påvirker dette) | ? | ? | ? | ? | ? |
| | Registreringer og måleprogrammer av naturmiljø og vannbalanse | ? | ? | ? | X | ? |

## MANGLER VED DAGENS NORMALER, VEILEDNINGSMATERIALE OG BRANSJEPRAKSIS

Som det står presisert i regelverket, er tverrfaglighet mellom geologi, geoteknikk, hydrogeologi og hydrologi viktig i arbeidet med vurdering av grunnvannspåvirkning. Fagtema økologi er ikke inkludert som en naturlig del av dette ved at krav mtp. økologi er lite nevnt. Det er således et klart ingeniørgeologisk og geoteknisk faglig fokus, hvor behov for hydrogeologiske vurderinger trekkes fram i enkelte sammenhenger. Det som omhandler hydrogeologi og økologi i det geotekniske veiledningsmaterialet er overordnet og generelt. Begrens skade (2016) påpeker mellom annet at grunnvannsproblematikk ofte ikke fanges opp i prosjektering. Det bør derfor innføres spesifikke råd og føringer knyttet til hydrogeologiske og økologiske forhold.

Etablering av utgravinger og byggegrop er den mest sentrale problemstillingen for geoteknikk-faget som berører påvirkning av grunnvannsforhold. Generelt er geoteknikkfaget godt dekket med lovverk og veiledningsmateriell knyttet til denne problemstillingen. Det er likevel forbedringspunkter. Spesielt gjelder dette at veiledningsmaterialet fokuserer nokså ensidig på skader med økonomisk konsekvens. Videre omfatter dette i hovedsak skade på eksisterende bygg og infrastruktur, og ikke «verdien» av arealene innenfor det spesifikke prosjektets influenssone; ett prosjekts grunnvannspåvirkning kan medføre behov for fordyrende tiltak ved fremtidig utbygging/terrenginngrep for nærliggende områder. Konsekvens for natur og miljø løftes i liten grad fram.

I forbindelse med prosjektering av tunneler stilles det krav til at influensområdet skal vurderes i kommunedelplan og reguleringsplan. For vurdering av influensområde har Statens vegvesen hovedsakelig henvist til publikasjon nr. 103, som fra erfaringsdata viser at influenssone ofte er 300 m ut fra tunnel, men med store usikkerheter. Influensområdet er påvirket av flere faktorer, bl.a. geologi. Norske bergarter har hovedsakelig lav hydraulisk konduktivitet, men denne kan variere lokalt, da hydraulisk konduktivitet i norske bergarter i all hovedsak er styrt av sprekkekarakteristikker. Det er enighet om at geologi påvirker hydraulisk

konduktivitet, men det er ikke utarbeidet en metode for å kvantifisere hvordan geologi påvirker influenssone og innlekkasje utover å benytte hydraulisk ledningsevne i empiriske beregninger. Det stilles ikke krav til omfang og type geologiske og hydrogeologiske undersøkelser som skal utføres for å kartlegge berggrunnen i N500. Det resulterer i at mengde og kvalitet på tilgjengelig grunnlagsmateriale under vurderingen varierer. En god forundersøkelse for å kartlegge både bergmassekvalitet og hydraulisk ledningsevne, er kjerneboring med vanntapsmåling. Eventuelle kjerneboring(er) er bare en stikkprøve av berggrunnen. Og selv om det utføres kjerneboring er det ikke utviklet en standardisert metode for hvordan kartlagt geologi påvirker influenssonen. Det betyr at eventuelle grunnlagsdata tolkes med en grad av subjektivitet som igjen gir en grad av usikkerhet. Usikkerheter i vurderingene kan videre resultere i strengere innlekkasjekrav og større influenssone enn hva som faktisk er reelt, eller for milde krav og for liten influenssone. Trenden de siste årene er at det stilles strengere og strengere innlekkasjekrav. Å kunne avgrense influenssonen og innlekkasjekravet til et «godt nok» omfang, vil spare prosjekter både tid og kostnader samt redusere klimaavtrykket. Samtidig skal ikke kravet underdimensjoneres. For å gjøre dette må det utarbeides en bedre metode for å redusere usikkerhet knyttet til geologi i vurderingen av influenssone.

Innlekkasjekrav stilles før byggefase. Til tross for at det som oftest er begrenset grunnlagsdata når fastsetting av influenssone utføres, justeres sjeldent innlekkasjekravet underveis i drivefase basert på faktisk registrert lekkasje, geologi og registrert influenssone. Kan det, gitt bedre forståelse, være en oppfølgingsmetode som gir rom for optimalisering i byggefase? Eksempelvis kartlegging av faktisk vannførende sprekker i tunnel i kombinasjon med registrerte endringer i grunnvannsnivå?

I byggefase er det vanlig praksis å følge opp innlekkasjekravet med måleterskler i tunnel, samt poretrykksmålere i ulik avstand fra tunneltraséen. Monteringstidspunkt (i forhold til stuff), avstand mellom terskler, antall målinger og selve kvaliteten på utførelsen, varierer imidlertid mellom prosjekter. N-V521 anbefaler å utføre målinger etter helger og ferier. Erfaringsmessig er det for stor usikkerhet i målinger utført etter helg til at denne kan brukes som offisiell vannmåling, men målingen kan gi en indikasjon på lekkasjenivået. Offisielle lekkasjemålinger skal utføres etter lengre stilleperioder (ferie). I forkant av målinger må det utføres en kontroll av både terskler og veibane for å kontrollere at vann renner gjennom måleråret, og reparere lekkasjer fra eksterne lekkasjekilder (vannrør, containere ol.). Under måling er det viktig at målevarigheten til hver måling og måleutstyret tilpasses lekkasjemengdene som utføres. Ved små lekkasjer og strenge krav bør det stilles krav til lengre målesekvens. Ved store lekkasjer bør det stilles krav til måling med f.eks. 1000 liter IBC. Det bør utføres minimum tre målinger av hver terskel, men ved stor variasjon bør antallet økes og målemetode revurderes. Det bør utføres flere offisielle målinger for å kontrollere variasjoner og avdekke avvik før terskelen godkjennes. Antall offisielle målinger bør tilpasses usikkerhetsbildet. Videre anbefales det å stille krav til akseptabel variasjon i målingene før de kan godkjennes.

Selv om det stilles krav til internkontroll og uavhengig kontroll, varierer kontrollomfanget av innlekkasjemålinger og måleterskler, til tross for at dette er en usikker målemetode. N-V521 kapittel 4.5 gir generelle anbefalinger for innlekkasjemålinger. Men det er ikke stilt konkrete *krav* til hvordan godkjenning av måleterskler og resultater skal praktiseres, samt når måleterskler skal etableres. Ved behovsprøvd injeksjon benyttes sonderboring for å vurdere injeksjonsbehovet, men det finnes ikke en omforent metodikk for fastsettelse av lekkasjekrav fra sonderhull. Det anbefales å se på muligheten for å utarbeide en metodikk eller formel for å tallfeste akseptabel lekkasje i sonderhull basert på erfaringstall og faglig vurdering. Det anbefales videre å spesifisere hvordan sonderhullene skal måles, eksempelvis med kortstav og målebøtte inkl. nøyaktighetskrav (f.eks. ±0,1 l/min).

Siden gjeldende veiledninger ble utarbeidet, har dokumentasjonskravet på prosjekter økt betraktelig. I tillegg har det foregått (foregår) en digitalisering i bransjen. Det betyr at det finnes store menger data som ikke er innsamlet, inkludert data som tidligere ikke eksisterte. Det bør derfor samles inn data fra relevante nyere prosjekter, for å undersøke mulige sammenhenger og erfaringer som kan benyttes i videre anbefalinger. Bearbeiding av resultater etter endt byggefase gjøres i liten grad. Dataen bør bearbeides ved å se på faktisk influenssone og påvirkningsgraden mot innlekkasjekravet, registrert lekkasjer i tunnel/bergrom og kartlagt geologi. Det bør også vurderes om det er mangler i dokumentasjonskrav eller undersøkelsesomfanget (gjelder for alle faser av prosjekter) som det bør stilles krav/anbefalinger til i fremtiden. Et eksempelprosjekt med alternative innlekkasjemålinger i tunnel er Hestnestunnelen, hvor det utføres vanntapsmålinger på stuff. Se siste kapittel i foreliggende dokument for nærmere presentasjon av dette prosjektet.

Det er krav om å fastsette influensområde for tunnelbygging, men ikke for vegbygging. Det finnes imidlertid ingen krav om teoretiske analyser for definering av influensområde, hverken for tunnel, byggegrop eller vei dagen. For tunellbygging er det krav om at man basert på poretrykksmålinger og tolkning av skadepotensiale, skal etablere krav til begrensning av innlekkasje i ulike deler av tunnelen. For vegbygging er det ingen krav om å definere terskelverdier for størrelsen på inngrep som berører grunnvann, enten det være seg i fuktkrevende natur som myr eller i vann og vassdrag.

Per i dag foreligger det ingen definert metode å bestemme influensradius i et tunnelprosjekt ut ifra dagens normaler eller veiledningsmateriell. For veg i dagen, byggegroper og skjæringer er det heller ingen metode eller prosedyre for fastsettelse av influensområde, men heller fokus på endring i grunnvannsnivå og poretrykk. Det foreligger en sammenstilling av erfaringsdata på grunnvannssenkning og poretrykksreduksjon ved tunnelprosjekter i publikasjon nr. 103, men denne fremstår som utdatert, og beskriver store usikkerheter rundt nøyaktigheten og representativiteten i måledata grunnet begrenset kunnskap/empiriske data. Videre er sammenstillingen av erfaringsdata i hovedsak basert på prosjekter i Oslo-regionen. Den allerede store usikkerheten som foreligger i publikasjon nr. 103 vil derfor kunne øke ved bruk i andre geologiske regioner.

Fra prosjektgjennomgangen varierer det hvordan influensområdet defineres. Det er få prosjekter som har verifisert de definerte influensområdene med kontinuerlige måleserier før, under og etter anleggsfase. Enkelte prosjekter benytter erfaringsdata fra publikasjon nr. 103, andre benytter publikasjonen sammen med egne vurderinger av svakhetssoner, og andre benytter egne metoder for å vurdere potensiell påvirkning.

Det oppleves at det i en tidlig fase av prosjekter defineres et influensområde for grunnvannspåvirkning med potensiell negativ påvirkning på sårbare områder. Publikasjon nr. 103 beskriver at langs en tunelltrasé bør sårbare naturtyper verdivurderes. For at dette skal kunne gjennomføres, må først sårbare naturtyper bli kartlagt. Det foreligger imidlertid ingen krav om kartlegging av *alle* fuktkrevende naturtyper (sårbare naturområder) ifm. tunellbygging eller vegbygging, men at det i en planprosess skal gjennomføres en konsekvensutredning. Håndbok V712 beskriver metode for konsekvensanalyser, siste versjon ble utgitt i 2021 (41). Denne håndboka er oppdatert for å tilpasse seg Miljødirektoratets metodikk for konsekvensutredning av Naturmangfold, som beskrives i Veileder | M-1941 Konsekvensutredning av klima og miljø (42). V712 beskriver at en befaring skal gjennomføres for å innhente detaljert kunnskap og det henvises til Miljødirektoratets veileder M-1941, som igjen viser til at Miljødirektoratets kartleggingsinstruks M-2209 skal anvendes (men at denne ikke dekker alle naturtyper). Publikasjon nr. 103 er ikke oppdatert iht. dette.

Sårbare områder og fuktkrevende natur langs traseen kan ofte medføre omfattende og økte kostnader tilknyttet injeksjon, og bør kartlegges mer detaljert og tidligere i planfasen av prosjekter, for å redusere usikkerheter til et akseptablet minimum. Dersom dette gjøres i tidlig planfasen er det også bedre tid til å igangsette overvåkning av naturtypen/vannforekomsten mtp. eventuell robusthet. Hvorvidt det utføres overvåkning i resipienter eller naturtyper oppleves som begrenset. Dersom det ikke utføres overvåkning er det også vanskelig å si noe om effekt og dertil faktisk konsekvens av et utført prosjekt. Siden 2015 har det vært stort fokus på restaurering av myr og man har fått mer kunnskap om hvilke tiltak som fungerer og hvilke som ikke fungerer like godt. Dette er ikke inkludert i Publikasjon nr. 103.

Videre i prosjektgjennomføringen virker det som om fokuset legges på registreringer og målinger av lekkasjer i tunnel, og mindre på eventuelle endringer i influensområdet. Dette kan nok trolig komme av at det ikke utføres tilstrekkelig overvåkning i de fastsatte influensområdene samtidig som at målt innlekkasje er et lettere tall å forholde seg til. Dersom det utføres overvåkning innefor influenssonen, utføres dette som oftest opptil 100 m fra tunneltraséen og ikke opptil 300-500 m unna, som svært ofte er det definerte influensområdet. I tillegg er det sjeldent at tilstand i fuktkrevende natur overvåkes, hvor faktisk omfang av negativ påvirkning kan komme til syne lang tid etter avsluttet anleggsfase. Det er heller ingen prosedyre eller systematisk beskrivelse for hvordan registrert lekkasje på stuff skal følges opp under driving av en tunnel med tanke på hydrogeologisk påvirkning. For å kunne vite om en større lekkasje på stuff utgjør en negativ hydrogeologisk konsekvens, er man helt avhengig av at det utføres kontinuerlig overvåkning i

tilstrekkelig avstand fra tunneltraséen, samtidig som at en hydrogeolog må ha ansvar for å følge opp registreringene.

I veiledning til N500 er det beskrevet at grunnundersøkelser skal legges inn i NADAG. Det er ikke beskrevet at grunnvannsbrønner skal registreres i GRANADA eller at registreringer av naturtyper eller arter skal registreres i Artsdatabankens og/eller Miljødirektoratets databaser. Et slikt krav bør innføres.

I normalene og veilederne mangler det beskrivelse av krav til egne hydrogeologiske og/eller økologiske rapporter. Det er noe utydelig i N500 om hydrogeologiske rapporter skal inkluderes i geologiske rapporter eller om de skal fremstå som egne fagrapporter. I noen prosjektet utarbeides det egne fagrapporter innen hydrogeologi, mens det i andre inkluderes i ingeniørgeologiske fagrapporter. Det er heller ingen krav til sluttrapport for hydrogeologi/økologi eller å dokumentere eventuell effekt i sårbare områder/naturtyper/forekomster. Dersom det utføres overvåkning, bør det som et minimum utføres i ett år etter anleggsfasen, og det burde skrives sluttrapport for disse arbeidene når overvåkning avsluttes. Innhold og omfang av en slik sluttrapport må standardiseres for å oppnå en felles forståelse og utnyttelse av overvåkningsresultater, sett opp mot etablerte innlekkasjeverdier, utførte tiltak og faktisk påvirkning på grunnvann og dertil påfølgende konsekvenser for setningsutvikling og forringelse av naturmiljø. I V521 beskrives det at innlekkasjer (og derav målt innlekkasje) skal beskrives i ingeniørgeologisk sluttrapport, og oversendte sluttrapporter inkluderer både målt innlekkasje i tunnel, resultater fra grunnvannsovervåkning og vurdering av påvirkning på grunnvannsnivået, dog ingenting om påvirkning på sårbar natur. Dersom det hadde vært krav til sluttrapport for utført overvåkning, hadde det trolig vært et større fokus på å gjennomføre en god overvåkning i prosjektene samt rapportering av overvåkningen og vurdering av eventuell påvirkning. Det samme gjelder dersom det ble stilt krav om å utarbeide egne hydrogeologiske og økologiske fagrapporter. Samtidig er det viktig å huske på at et av suksesskriteriene mtp. grunnvannspåvirkning er et godt tverrfaglig samarbeid. For vegtunneler anbefales det å inkludere myr i 3D-modell. En mulig løsning på økt og mer effektiv tverrfaglihet kan være å inkludere både hydrogeologi og økologi som tema/emner i tverrfaglige 3D-modeller for både vei og tunnel. Slike modeller vil kunne fungere som naturfaglige *BIM-modeller*, hvor tverrfaglige «krasjtester» kan utføres og diskuters.

Det er problematisk med god erfaringsoverføring fra og mellom prosjekter når undersøkelser og vurderinger gjøres ulikt og over flere år, spesielt dersom det ikke foreligger en god metode for å behandle og lagre data. Statens vegvesen har en egen rapporteringsløsning som heter RapportWeb, men her er det ikke et eget fagtema for hydrogeologi. Hvorvidt hydrogeologiske eller eventuelle økologiske fagrapporter blir lagt inn i Statens vegvesen sitt dokumentarkiv er derfor usikkert.

## OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Generelt er det et komplisert system å sette seg inn i med ulike krav, veiledninger og fagrapporter. Det foreligger mye god informasjon som kan benyttes i prosjekter, men dette ligger spredt og det tar tid å finne alle relevante krav for sitt fagområde. Dette gjelder spesielt naturmangfold, men også for hydrogeologi.

Etter arbeidene med foreliggende rapport er det er ikke mulig å fastslå en *beste praksis*, da det ikke foreligger tilstrekkelig data fra driftsfase i gjennomgåtte prosjekt til å sammenligne resultatene fra forundersøkelser med registrert data før, under og i etterkant av anleggsfase. Det er imidlertid funnet bruk av flere metoder for vurdering og bestemmelse av tiltakets influenssone på grunnvann, oppsummert i Tabell 4.

Det oppfordres til tverrfaglig arbeid, men normalene med tilhørende veiledere er oppbygd relativt enfaglig. Det må gjøres et arbeid for å forene alle berørte fag for å oppnå en helhetlig forståelse av *grunnvannets influenssone* og konsekvenser av at den påvirkes gjennom utførelse av et prosjekt. Til dette kan en felles arbeidsplattform være et sentralt verktøy, f.eks. en BIM modell som også inkluderer YM-plan, marksikringsplan mm.

Det må stilles krav til mer detaljert biologisk kartlegging som del av forundersøkelsene, både for å sikre kartlegging av alle fuktkrevende naturtyper og for å kartlegge faktisk restaureringspotensiale *før* prosjektering utføres med forbehold om at natur restaureres. For optimal kartlegging er det imidlertid viktig å på forhånd ha bestemt en influenssone med akseptabel usikkerhet.

En mulig tilnærming kan være at nødvendig omfang av undersøkelser for bestemmelse av influenssone med akseptabel usikkerhet for tunnel bør omfatte følgende:

- Innledende undersøkelser, anbefalt utført i samme rekkefølge som opplistet
    - Gjennomgang av eksisterende geologisk (berggrunns- og kvartærgeologi), hydrogeologisk og hydrologisk informasjon og data langs tunneltraséen ved bruk av digitale verktøy
        - Viktig med god faglig forståelse.
    - Generere hydrologiske nedbørsfelt langs traséen
    - Geologisk feltkartlegging av særlig relevante områder avdekket i innledende studie av kjent data
    - Basert på innledende kartlegging langs traséen, utvides kartleggingen i tilstrekkelig skala ut ifra traséen langs relevante geologiske formasjoner
        - Kan utføres grovere enn innledende feltkartlegging, eksempelvis ved analysering av flyfoto, LIDAR, drone etc.
    - **En første avgrensning av potensiell influenssone**
    - Etablere bergbrønner (hammerborehull) og/eller kjerneboring i/gjennom svakhets- og sprekkesoner med tanke på geofysisk borehullslogging,

logging av grunnvannsnivå/vanntapsmålinger, temperatur, pH og hydraulisk konduktivitet.

- Utføre brønnspesifikke tester i bergbrønner etablert i svakhets- og sprekkesoner. Viktig med observasjonsbrønner i ulik avstand.
- Langtids pumpeforsøk med observasjonsbrønner i ulik avstand fra tunneltrasé, hvor det benyttes pumperater relatert til innlekkasjekrav for ulike sårbarhetsklasser.

- **En andre avgrensning av potensiell influenssone**

- Detaljerte undersøkelser som kan utføres parallelt av respektive fag:
  - Geotekniske grunnundersøkelser mtp. løsmassetykkelse, vannføringsevne, lagdeling og setningsømfintlighet i aktuelle områder.
    - Totalsonderinger, prøveserier, poretrykksmålere, egnede geofysiske undersøkelser (GPR, seismikk etc.)
  - Etablere grunnvannsbrønner i løsmasser for logging av grunnvannsnivå, temperatur og hydraulisk konduktivitet.
  - Kartlegge vannforekomster og fuktkrevende naturtyper
    - Sett i forhold til kartlagt geologi (sprekke- og svakhetssoner mm.) og hydrologi, vurdere hvorvidt disse står i hydraulisk kontakt med grunnvann i berggrunn eller løsmasser, eller om de mates av nedbør/overflateavrenning.
    - Bestemme restaureringspotensialet i kartlagte naturtyper
  - Dersom tilkomst til relevante våtområder/myrområder med borerigg, utføre fysiske undersøkelser for kartlegging av grunnvannssituasjon (hydraulisk kontakt med grunnvann i løsmasser eller berg)
    - Instrumentere med poretrykksmålere/vannstandsmålere.
  - Etablere et tilpasset overvåkningsprogram for grunnvannsstand i berg og løsmasser samt poretrykk og setningsutvikling.
  - Dersom sårbar elv, vann, myrområde, instrumenteres disse med nivå og temperatur.
  - Starte overvåkning minimum ett år før oppstart, helst to år

Etter hvert som data fra nevnte undersøkelser foreligger, kan det etableres en felles *naturfaglig* 3D-modell, hvis usikkerhet reduseres etter hvert som datasettene utvides i tiden frem mot oppstart. Viktigheten av å starte undersøkelsene tidlig poengteres dermed gjennom redusert usikkerhet og dertil bedre grunnlag for optimal detaljprosjektering, anleggsgjennomføring og drift.

## ANBEFALINGER FOR VIDERE ARBEIDER

### Regelverk og veiledere

I vedlegg 3 til original Multiconsult-rapport (10252829-RIGh-RAP-001), er det gitt en tabellsammenstilling av konkrete forbedringsforslag av regelverk, veiledere og rapporter med tanke på tema gjennomgått i foreliggende rapport.

Generelt er det i regelverk og veiledningsmaterialet gode beskrivelser av metoder for hvordan man kan gå frem for å undersøke hydrogeologiske forhold. Likevel har enkelte av kravene vage formuleringer (eksempelvis *anbefales*, *vurderes*, etc.), som anbefales justert for å tydeliggjøre kravene. Det er nødvendig med en juridisk gjennomgang av ordlyden i gjeldende normaler og veiledere, for å vurdere mulighetene for en tydeligere ordlyd som vil etablere en presedens rundt et tiltaks influensområde, eksempelvis ved å fjerne «*ved behov*» fra Normaler.

Forbedringspunkter relevant for en håndbok fra Statens vegvesen vil være å løfte fram hele bildet knyttet til grunnvannssenkning og understreke flerfagligheten i problemstillingen, samt å gi spesifikke føringer for arbeidet. Videre bør det gjøres en grundig gjennomgang av erfaringsprosjekter også utover de vi her har diskutert, for å kunne løfte veiledningsmateriell og beste bransjepraksis enda et nivå.

Regelverket presiseres at det skal jobbes tverrfaglig, men nåværende system gjør at det i stor grad jobbes enfaglig, og ikke nødvendigvis på tvers. Økologi er heller ikke nevnt som eget fag i krav til tverrfaglig samarbeid. Det anbefales derfor å se på hvordan man kan strukturere normaler med veiledere for å oppnå bedre tverrfaglig samarbeid, eller om normaler med veiledere skal bestå og heller utvikle en standard arbeidsstruktur i prosjektene, hvor også økologi inkluderes.

Da det i dag mangler en tverrfaglig akseptert standardmetode for hvordan å fastsette influensområdet, må det gjennomføres prosjekter som utvikler metodikk for dette. Til et slikt arbeid trengs det et grundig og omfangsrikt kunnskapsgrunnlag. Det må derfor parallelt med utvikling av en akseptert metodikk gjennomføres forskning på hvordan å etablere et felles og sammenlignbart kunnskapsgrunnlag for relevante prosjekter. Se videre beskrivelse i kapittel «Influensområde», lenger ned i foreliggende dokument.

### *Publikasjon nr. 103*

Publikasjon nr. 103 virker generelt utdatert, og det anbefales at den oppdateres, eller at det utarbeides en ny publikasjon hvor nye og flere prosjekter fra hele Norge inkluderes i datagrunnlaget. Metoder beskrevet i publikasjon nr. 103 er utdaterte med tanke på dagens teknologi for modellering, undersøkelsesmetoder, overvåkning, økologi, geofysikk og dagens kunnskap om innlekkasje. Det foreligger også mer informasjon om naturtyper, og det anbefales å se på muligheten for å kartlegge hvordan endring i grunnvannsnivå i fuktkrevende natur påvirkes som følge av senket grunnvannsnivå. I tillegg er kartleggingsinstruks og metode for konsekvensutredning oppdatert siden 2003. Revidering eller en eventuelt ny publikasjon anbefales utført i forbindelse med et større forskningsprosjekt.

Dersom mulig, anbefales det at en ny publikasjon eller revidering sorterer erfaringstall etter geologi for på den måten å gjøre erfaringstallene enda mer «brukervennlige» for prosjekter forskjellige steder i landet med ulike geologiske forhold.

Publikasjon nr. 103 sier at det er nødvendig med en stor mengde måledata for å kunne si noe eksakt om grunnvannspåvirkning, men hvor mye data som anses som tilstrekkelig er ikke definert. Videre betyr det lite å ha store mengder med data dersom de ikke er strukturert godt og tolket riktig. Dette bør tydeliggjøres i en eventuell revidering eller ny publikasjon.

Informasjon som må inkluderes i en eventuell ny eller revidert publikasjon er svakheter ved målemetoder for innlekkasje sett opp mot faktiske innlekkasjer i sprekker/svakhetssoner, overvåkning av grunnvann i området til sprekker/svakhetssoner, overvåkning av grunnvann i hele influensområdet, overvåkning av vannivå i fuktkrevende naturtyper og bekker/elver.

**Prosjekter**

Prosjektgjennomgangen viser tydelig at sammenligning av prosjekter krever et sammenlignbart grunnlag. Det er usikkerhet knyttet til hva som finnes av relevante rapporter som ikke ble oversendt for de prosjektene som er gjennomgått i arbeidet med foreliggende rapport, og dette gjør det vanskelig å få full oversikt over vurderingene som er gjort i de ulike prosjektene. I videre arbeider er det derfor viktig å sikre et komplett grunnlag med rapporter fra de prosjekter som velges ut. Følgende fagrapporter bør foreligge komplett med revisjoner, vedlegg og relevant tilleggsinformasjon:

- Hydrogeologiske fagrapporter (prosjekteringsrapport, statusrapporter for oppfølging av vannovervåkning og eventuelle sluttrapporter)
- Geotekniske fagrapporter (særlig rapporter som inkluderer setningsvurderinger)
- Ingeniørgeologiske fagrapporter (innledende rapporter fra f.eks. forprosjekt, prosjekteringsrapporter og sluttrapporter)
- YM-planer og eventuelt andre rapporter som inkluderer vurdering av naturmangfold og forekomst/påvirkning på fuktkrevende naturtyper

Videre anbefales det at prosjektene som velges ut for videre arbeider er ferdigstilte (og under bygging dersom relevant), og at de i tillegg til overnevnte fagrapporter har gode overvåkningsdata fra før, under og etter utbygging samt oversikt over utførte tiltak (injisering, infiltrasjons, økologiske tiltak etc.). Dette er vesentlig for å kunne vurdere utstrekning av grunnvannspåvirkning sammenlignet med det antatte influensområdet samt vurdere effekt av utførte tiltak, som ville være avgjørende for å bestemme en *beste praksis*.

Prosjekter som det kan være aktuelle å se videre på, i tillegg til de som er beskrevet i foreliggende rapport, inkluderer følgende:

- Veidekke Moss
- Bybanetunnel Fyllingsdalen – Kronstad
- Sogn – Ulven (sikkerhetserklæring, må ev. avklares med Statnett)
- KRA Ålesund (renseanlegg avløpsvann i fjellhaller)
- E18 Fjellinjen Havnelageret
- E18 Fjellinjen Filipstad
- E18 Fjellinjen Framnes
- E16 Brennetunnelen
- Rælingstunnelen
- Strindheimtunnelen
- Rikshospitalet (byggegrop og ledningstunneler)
- Fornebubanen
- Nyhavna Øvre
- KS-1 Hestnestunnelen (se mer informasjon under)

For å kunne vurdere effekt av en tunnelutbygging og hvordan eventuelle avbøtende tiltak har motvirket negativ påvirkning på grunnvannet og dertil omkringliggende sårbare naturområder, brønner, bygninger, infrastruktur osv., er det viktig med hydrogeologiske statusrapporter og sluttrapport der måledata fra observasjonspunkter i grunnvann og ev. overflatevann/myrer etc. inkluderes og vurderes. Det oppleves at dette inkluderes til en viss grad i ingeniørgeologisk sluttrapport, men ettersom denne utarbeides like etter ferdigstillelse av tiltaket, kan det forekomme at treg respons i grunnvannet og dermed forsinket påvirkning på sårbare områder og elementer ikke fanges opp. Dersom det er kjennskap til prosjekter der dette foreligger, kan også disse være aktuelle for gjennomgang i neste fase.

For eksempel KS-1 Hestnestunnelen kan være aktuell å inkludere i neste fase. Dette er en dobbeltsporet jernbanetunnel mellom Kleverud og Espa som er i drivefase. Bane NOR og Veidekke Entreprenør har i samarbeid med SINTEF og NGI utarbeidet en prosedyre for å tette tunnelprofilet (med unntak av sålen) ved hjelp av injeksjon slik at det kan benyttes sprøytebetongmembran som vann- og frostsikring, fremfor betongutstøpning som var planlagt løsning. For å verifisere fortløpende injeksjonsresultater utføres det systematisk vanntapsmåling på stuff, samt registrering av innlekkasje på stuff og bak stuff (terskler). Sammen med ingeniørgeologisk kartlegging og registrerte lekkasjemengder gir dette et unikt datagrunnlag for å sammenligne forholdet mellom vanntapsmåling, innlekkasje og geologi.

### *Forskningsprosjekter*

Knyttet til geoteknikk og byggegrop er det samlet og systematisert store mengder data gjennom BegrensSkade/Remedy. Dette datasettet kan med fordel undersøkes videre og tilpasses inn mot formålet i arbeidet som undersøkes gjennom denne rapporten for Statens vegvesen. Kan f.eks. dataene fra Langford et al. (2022) ang. lav korrelasjon mellom målt innlekkasje og poretrykksreduksjon utvides og undersøkes videre mot andre former for å sette grenseverdier knyttet til grunnvannsendringer? Med utgangspunkt i at det allerede er gjort et stort datainnsamlingsarbeid, er behovet for å gjøre en ren geoteknisk prosjektgjennomgang gjennom dette Statens vegvesen-prosjektet lite. Allikevel gjelder denne nye sammenstillingen en videreføring av sammenstilling fra publikasjon nr. 103, og omfatter tunnel i urbane områder, da i hovedsak Osloområdet. Altså gjelder sammenstillingen og resultatene poretrykksreduksjon for tunnelprosjekter med løsmasser av marin leire med underliggende morene over berggrunn. Det trengs en vurdering av hvorvidt dette lar seg ekstrapolere til andre geologiske forhold.

Statens Vegvesen har valgt Multiconsult til å gjennomføre ett flerårig forsknings-, utviklings-, og innovasjonsprosjekt (FoUI) for å finne nye måter å dokumentere og måle endringer i økosystemer på prosjekt- og porteføljenivå som følge av utbygging. Gjennom dette er planen å skape nye verktøy og metoder som kan benyttes i miljøstyring av samferdselsprosjekter. Prosjektet omfatter å finne nye innovative måter å måle økosystemendringer på, men også om det finnes ubrukte muligheter i dataene og verktøyene som er utviklet av miljøforvaltning de siste fem årene. Multiconsult vil samarbeide med Norsk Institutt for Naturforskning (NINA) på prosjektet, som ansees som relevant med tanke på grunnvannspåvirkning og influensområde for grunnvann i vegprosjekter.

Det bør også vurderes om det finnes andre forskningsprosjekter som kan være relevante å se mer på i forbindelse med neste fase av dette arbeidet.

Under Fjellsprengningskonferansen 2023 (23. – 24.11.2023) presenterte NGI sine arbeider med utvikling av et GIS-verktøy for vurdering av innlekkasje og konsekvens. Dette verktøyet er ikke inkludert i grunnlaget for foreliggende rapport, men viser at problematikken er på agendaen og at det arbeides med digitale løsninger. Videre arbeider og forskning innen dette området bør utføres med tanke på å kunne utvikle en felles modelleringsplattform som inkluderer alle relevante fag.

### Tverrfaglig samarbeid

Tverrfaglig samarbeid vurderes som et nøkkelkriterium for å lykkes med gode hydrogeologiske vurderinger. For å oppnå dette anbefales det å se på hvilke verktøy som er best egnet til å etablere en felles modellbasert arbeidsplattform for relevante fag, gitt konklusjonene av arbeidet med foreliggende rapport. Aktuelle verktøy kan være BIM, GIS, LeapFrog etc.

Dagens system med regelverk og veiledere i vegprosjekter fordrer at det jobbes innen ett og ett fag. Dersom Statens vegvesen ønsker at det skal jobbes tverrfaglig i prosjekter, bør det utarbeides et system som muliggjør dette.

**Influensområde**

Det er behov for en tverrfaglig akseptert «beste praksis/standard metode» for definering av influensområdet. Så lenge det er åpning for ulik tolkning av minimumskrav til kartlegging og bestemmelse av et influensområde, er ikke det mulig. Dette fordi ulike vurderinger av nødvendig omfang av undersøkelser og i hvilke faser de gjennomføres, samt oppfølging gjennom anleggs- og driftsfase, i for stor grad vil påvirke pris, og er dermed utslagsgivende for tilbyders sjans til å vinne et oppdrag. Byggherre må således gjennom gjeldende regelverk være klar over sin rolle som bestiller og stille tydelige krav. Så lenge det ikke er definerte minstekrav, så vil omfang av undersøkelser og vurderinger i for stor grad være preget av å minimere kostnader.

Dersom det etableres en beste praksis/standard for bestemmelse av et tiltaks influensområdet, vil det være mulig å oppnå direkte sammenlignbare erfaringer mellom prosjekter. Det vil danne grunnlag for videre forskning mot en empirisk tilnærming til en tverrfaglig akseptert «beste praksis». Frem til det er etablert bør det utvikles en metode å ekstrahere universell data fra utførte og pågående prosjekter, som er uavhengig av metoden dataen er innhentet på.

Dersom det ønskes å definere en metode eller tydeligere definisjon av influensområdet, sees det som nødvendig å iverksette et nytt forskningsprosjekt tilsvarende Miljø- og samfunnstjenlige tunneler i perioden 2000-2003.

Det må vurderes om det ønskes en generell grense for influensradius basert på erfaringsdata, eller om influensområdet må estimeres spesifikt for hvert prosjekt. Dersom det er ønskelig å definere influensradius basert på erfaringstall, må det utføres en ny sammenstilling av erfaringsdata fra relevante prosjekter. I en eventuell ny sammenstilling av erfaringsdata anbefales det å gjøre en vurdering på om influensområder kan defineres avhengig av regionale geologiske forhold, og om det finnes tilstrekkelig datagrunnlag fra tidligere og pågående prosjekter som kan benyttes. Relevante data med tanke på økologi og fuktkrevende natur må også inkluderes. For fremtidige prosjekter som ønskes å benyttes i et slikt forskningsprosjekt anbefales det å starte overvåkning av grunnvannsforhold minst ett år i forveien. Dersom man ikke finner relevante erfaringsdata, må man stille krav som tilsier at data blir tilgjengelig på sikt.

Mer detaljert estimering av influensradius reduserer usikkerheter knyttet til dette videre i et prosjekt, men med redusert usikkerhet vil også ansvarsfordeling mellom partene i prosjektet forskyves. Det er nødvendig å etablere en akseptabel fordeling av risiko/ansvar mellom alle parter som ikke begrenser det økte potensialet for prosjektering/detaljprosjektering som et bedre datagrunnlag vil gi, men heller oppfordrer til det.

Videre anbefales det at influensområdet underveis i anleggsfasen av et prosjekt valideres og kontrolleres, ved at det utføres tilstrekkelig overvåkning i hele influensområdet. Dette gjelder også driftsfasen av veganlegget.

En bedre fastsettelse av grunnvannets influensområde er viktig for å unngå uforutsette konsekvenser i forbindelse med endrede grunnvannsforhold og negativ påvirkning på natur. Videre vil en bedre fastsettelse av innlekkasjekrav også bidra til redusert klimagassavtrykk ved bygging. Potensiale for reduksjon i klimagassavtrykk sett opp mot reduksjon av mengde injeksjon bør undersøkes.

**Grunnundersøkelser**

Tidlig i prosjektet må det utføres en tverrfaglig gjennomgang av hvilke grunnundersøkelser og eventuelle andre undersøkelser som er nødvendig, både med grunnlag i hva som er påkrevd òg hva som utover det påkrevde vil heve kvaliteten på prosjekteringsgrunnlaget. Det anbefales å utføre grunnundersøkelser i hele influensområdet. Plan for undersøkelser og grunnundersøkelser må også omfatte fuktkrevende naturtyper og vassdrag, da spesielt med tanke på potensiale for grunnvannssenkning og påfølgende effekter.

Generelt anbefales det at hydrogeologiske undersøkelser omfatter flere undersøkelsesmetoder, for slik å verifisere resultater gitt geologiske variasjoner. Dette gjelder spesielt ved hydrogeologiske undersøkelser i berggrunn, hvor eksempelvis kvaliteten av pumpeforsøk og/eller vanntapsmålinger i hammerborehull kan optimaliseres ved først å utføre geofysiske borehullsundersøkelser.

Ved utførelse av vanntapsmåling, anbefales det at disse er basert på en detaljert borehullslogging som inkluderer sprekkekartlegging, slik at man har kontroll på hvilke sprekkesystemer som undergår testing. Vertikale borehull for vanntapsmålinger gir liten sannsynlighet for å treffe interessant sprekkesoner, med mindre man har god kontroll på sprekkesystemet i det aktuelle området. Det anbefales å se mer på potensiale for å utføre vanntapsmålinger på horisontale/vinklede borehull langs eller på tvers av tunneltrasé i forundersøkelser, samt på stuff i tunnel under anleggsperioden.

Pumpetester kan være en godt egnet metode for å undersøke grunnvannspåvirkning over et større område, forutsatt at stedlige forhold tillater det. Respons fra grunnvannsbrønner kan benyttes for å estimere hydrauliske egenskaper. Det må utføres både kortvarige brønnspesifikke pumpetester, og langvarige pumpetester for å undersøke magasin-/akviferegenskaper.

**Vurdering av sårbare områder**

Per i dag er det lite kunnskap om terskelverdier for grunnvannsreduksjon i fuktkrevende natur og hva som er akseptabel endring. Prosjekt/forskning bør igangsettes for å definere dette på en god faglig måte. Det anbefales å bedre kunnskapen om ulike naturtypers grunnvannsavhengighet og eventuelle akseptable nivå på grunnvannssenking, eksempelvis gjennom et forskningsprosjekt.

Praksis med å benytte at 10% er akseptabelt er ikke godt nok. Dette må vurderes spesifikt for hvert område. Tåleevne til fuktkrevende natur varierer fra sted til sted. Dersom det er ønskelig å benytte en gitt grense på tåleevne, må dette eventuelt defineres gjennom et forskningsprosjekt.

Sårbare områder med tanke på setningsømfintlighet og vurderingen av slike områder, anbefales å samkjøre med prosjektene i regi av BegrensSkade.

**Teoretiske analyser og modellering**

Dersom det ønskes presise metoder for teoretisk tilnærming og beregning av influensområdet basert på geologiske forhold, må dette gjøres gjennom et forskningsprosjekt.

Rapport av Stein et. Al (2023) (51) viser gode resultater ved simulering av metrologiske data sammenlignet opp mot målte og simulerte poretrykksverdier. Rapporten konkluderer med at metoden kan være nyttig ved daglig overvåkning i forbindelse med tunneldriving, og at man av dette kan gjøre raske justeringer med tanke på behov for injeksjon. Studien i rapporten konkluderer med at metodikken og grunnlaget kan videreføres i fremtidige prosjekter. Det presiseres at studien omfatter tunnelprosjekter i Oslo-region, med leire og underliggende morene over berggrunn. Det bør undersøkes om metodikken benyttet i studien kan utføres for andre geologiske regioner i Norge.

Det anbefales å oppdatere databasen med tunnelprosjekter fra publikasjon nr. 103 fra andre områder enn bare urbane områder i Oslo-regionen.

**Innlekkasjekrav**

Per i dag foreligger det store usikkerheter ved kontrollmålinger for definerte innlekkasjekrav. Dette kommer av vanskeligheter med utførelse av målinger, samt at metoden for hvordan kontrollmålinger utføres varierer. Målinger av innlekkasje kan være utført over noen hundre til flere hundre meter. Dette til tross for at man er godt kjent med at innlekkasjer foregår i konsentrerte områder med krevende geologiske forhold. Måling med bøtte på stuff i anleggsperioden medfører også usikkerheter i resultatene, da metodikk og presisjon kan variere.

Dersom det ønskes å benytte måling av innlekkasje i tunnel via måleterskler for å kontrollere at kravene tilfredsstilles, anbefales det å etablere en felles prosedyre for hvordan dette skal utføres. Målinger må kvalitetsikres og dokumenteres.

Rapport av Langford et. Al (2022) (52) viser fra sammenstilling av data fra 44 tunnelprosjekter i Oslo-regionen en svært dårlig korrelasjon mellom målt innlekkasje i tunnelen og opptredende poretrykksreduksjon (og dermed influensområdet). Av dette anbefales det å undersøke om tilsvarende sammenstilling av data, innlekkasje og endringer i grunnvannsnivå/poretrykk, kan utføres for tunnelprosjekter lokalisert i andre geologiske og klimatiske områder enn Oslo-regionen.

Det anbefales å undersøke om det er mulig å styre injeksjonsomfanget etter overvåkning av poretrykk eller grunnvannsstand under anleggsfasen, på en slik måte at det blir forutsigbart for entreprenør og Byggherre.

Det anbefales å utføre en gjennomgang av tunnelprosjekter for å undersøke om de definerte innlekkasjekravene ble ivaretatt, hvordan de ble fulgt opp og i hvilken grad de har gitt ønsket/tiltenkt effekt. Der hvor det ikke er oppnådd tilfredsstillende innlekkasjekrav, anbefales det å undersøke hva dette har medført av konsekvenser for det aktuelle området.

Det anbefales å se på om innlekkasjekravene som defineres er riktige, eller om de på generell basis settes for konservative gitt usikkerhetene man har i prosjektene. Videre må det vurderes om bestemmelse av innlekkasjerater skal baseres på nåværende arealbruk, eller om de i større grad skal hensynta fremtidig arealbruk og omkringliggende arealer. For lave krav vil kunne fordyre det neste prosjektet ved at områdets «buffer» i stor grad er brukt opp. Ved spesielt sårbare områder må man allerede som en del av reguleringsplanarbeidet, vurdere hvordan man skal vektlegge fremtidig arealbruk.

**Overvåkning og oppfølging**

Under anleggsfase for tunnel er det krav til måling av innlekkasje, men det er ikke stilt krav til måling/overvåkning av grunnvannsnivå/poretrykk. Det anbefales å se om det er entydig sammenheng mellom senkning i grunnvannstand og tetthetskrav (målt innlekkasje), ref. rapport av Langford et. Al (2022) (52).

For optimal utnyttelse av erfaringer fra pågående og fremtidige prosjekt, bør det foreligge en felles forståelse av behovet for systematisk overvåkning før, under og etter anleggsperioden. En systematisk overvåkning må omfatte en detaljert kartlegging av *før-status* både hva gjelder naturlige variasjoner, men også påvirkning fra nærliggende prosjekter. Overvåkningen må etableres i god nok tid til å detaljprosjektere prosjektspesifikke overvåkningsprogrammer for berørte fag gjennom anleggsperioden og deretter i driftsperioden. For bestemmelse av nødvendig varighet på overvåkning i driftsfase, er det nødvendig å inkludere mulig påvirkning fra nærliggende prosjekter. Dette er ikke mulig uten en åpen deling av både erfaringsdata og *real-time data* mellom prosjekter og aktører.

Rapport av Langford et. Al (2022) (52) konkluderer med at det for å unngå uakseptabel poretrykksreduksjon, anbefales å fokusere på overvåkning av poretrykk heller enn måling av innlekkasje i anleggsperioden. Dette er forenlig med hva foreliggende rapport har gjennomgått, at det i for liten grad utføres tilstrekkelig overvåkning i anleggsperioden og at slike data blir i for liten grad benyttet til å vurdere akseptabel innlekkasje. Det anbefales at det defineres tydeligere krav til overvåkning, og da i hele influensområdet som er definert. Det må også stilles krav til overvåkning i driftsfasen. Per i dag foreligger det gode tekniske løsninger for sanntidsovervåkning av både poretrykk og grunnvannsnivå.

### Avbøtende tiltak

Generelt burde avbøtende tiltak ved skade og grunnvannssenkning vært bedre innarbeidet i regelverket. Det anbefales å utføre en gjennomgang av prosjekter hvor det er utført avbøtende tiltak, med formål å undersøke om utførte tiltak har vært tilstrekkelige og om det foreligger tilstrekkelig veiledning for hvordan man kan anvende f.eks. infiltrasjonsbrønner.

Videre kan det vurderes effekt, kostnad, utførelse, etc., for slik å kunne etablere en veileder til relevante tiltak relatert til ulike problemstillinger/forhold/geologi.

Siden 2015 har det vært stort fokus på restaurering av myr og man har fått mer kunnskap om hvilke tiltak som fungerer og hvilke som ikke fungerer like godt. Slik kunnskap anbefales å innarbeide i en eventuell ny veileder.

### Rapportering

Det må foreligge en offentlig database for innrapportering og bruk av relevant og sammenlignbar data fra nasjonale prosjekter. Med grunnlag i en godt fungerende og åpen database, kan det være mulig å utvikle anbefalte metoder relatert til eksempelvis ulike geologiske, klimatiske og naturtypiske områder. I et mer utvidet perspektiv vil det også kunne relateres til internasjonale prosjekter og dertil få betydelig økt datainnsamling. I begge tilfeller, nasjonalt og internasjonalt, vil behovet for en teknisk og brukervennlig databaseløsning være essensielt.

Det må etableres en velfungerende database der det er enkelt å laste opp og finne fram til/laste ned eksisterende rapporter fra Statens vegvesen sine prosjekter. I databasen Rapportweb anbefales det å legge til hydrogeologi som eget fagtema.

Det må defineres tydeligere krav til at det skal dokumenteres hydrogeologiske rapporter, overvåkningsprogrammer, samt tilhørende sluttrapporter.

### Felles modellverktøy

Som nevnt i konklusjonen kan det være fordelaktig om samtlige fag får inkludert, og illustrert, sine problemstillinger i en felles modell. Dette kan være et sentralt verktøy for å oppnå den tverrfagligheten som influensområde-problemstillingen krever.

Berg og svakhetssoner modelleres allerede i 3D i f.eks. Leapfrog, det samme gjør geotekniske, hydrologiske og miljøgeologiske forhold. Remedy/BegrensSkade 2 har utviklet et GIS-verktøy for å kvantifisere risiko for bygningsskader i forbindelse med gravearbeider, og det utarbeides YM- og marksikringsplaner. Samtidig utvikles mye av prosjektene i klassiske BIM-modeller. Det meste gjøres allerede per i dag i modellverden, men ikke nødvendigvis i verktøy som kommuniserer sammen på en enkel måte.

På bakgrunn av dette anbefales det å se på muligheten for å samkjøre de ulike fagenes modeller i en felle løsning, og at denne benyttes aktivt som en oppdatert samhandlingsarena.

**Referanser**

1. **Statens vegvesen.** *N500 Vegtunneler, gyldig fra 2022-03-31.* [Internett] [Sitert: 26. oktober 2023.] https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859938/nb.
2. —. *N200 Vegbygging, gyldig fra 2022-11-01.* [Internett] [Sitert: 26. oktober 2023.] https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859942/nb.
3. **Lovdata.** *Lov om vassdrag og grunnvann (Vannressursloven): https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2000-11-24-82.*
4. —. *Lov om forvaltning av naturens mangfold (naturmangfoldloven): https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2009-06-19-100.*
5. **Statens vegvesen.** *Miljø- og samfunnsfaglige tunneler. Publikasjon nr. 103 Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø.* Oslo : Statens vegvesen Teknologiavdelingen, 2003.
6. —. *Håndbok V271 Vegetasjon i veg- og gatemiljø.* 2016.
7. **Norsk Standard.** *NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering.* 1997.
8. **Statens vegvesen.** *N-V521 Geologi og bergsikring i tunnel.* [Internett] [Sitert: 26. oktober 2023.] https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859958/nb.
9. —. *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. SVV rapport nr. 41/NGI rapport 20031321-1. Sammenheng mellom grunnvannssenking og tunnellekkasje.* 2003.
10. **Standard Norge.** *NS 3466 Miljøprogram og miljøoppfølgingsplan.* 2009.
11. **Norsk forening for Fjellspreningsteknikk.** *Håndbok nr. 6 Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg.* s.l. : NFF, 2010.
12. **Norsk Geoteknisk Forening.** *Byggegropveiledningen.* 2019.
13. **Aker, P. og Johansen, M.D.** *Rapport nr. 423. Når vegen berører myra: God forvaltning av myr i vedplanlegging, bygging og drift.* Statens vegvesen : s.n., 2015.
14. **Statens vegvesen.** *Håndbok R211 Feltundersøkelser.* 2021.
15. —. *Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.* 2014.
16. —. *E16 Sandvika-Skaret. Bjørum-Skaret.* [Internett] [Sitert: 12. oktober 2023.] https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e16barum/bjorum-skaret/.
17. **Rambøll Norge AS og COWI AS.** *E16 Bjørum-Skaret. Hydrogeologisk fagrapport.* 2020.
18. **Statens vegvesen.** *E18 Vestkorridoren.* [Internett] [Sitert: 12. oktober 2023.] https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e18vestkorridoren/.
19. **Aas-Jacobsen AS og Norges Geotekniske Institutt.** *V_717 E18 Vestkorridoren, Lysaker - Ramstadsletta. Byggeplan. Tetthetskrav for Høviktunnelen og Gjønnestunnelen.* 2020.
20. **Statens vegvesen.** *E18 Lysaker-Ramstadsletta.* [Internett] [Sitert: 12. oktober 2023.] https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e18vestkorridoren/lysaker-ramstadsletta/.
21. **Aas-Jacobsen AS og Norges Geotekniske Institutt.** *V_603 E18 Vestkorridoren, Lysaker - Ramstadsletta. Byggeplan. Grenseverdier og tiltaksnivå for poretrykksreduksjon ved Høviktunnelen (E103).* 2023.
22. —. *V_599 E18 Vestkorridoren, Lysaker - Ramstadsletta. Byggeplan. Grenseverdier og tiltaksnivå for poretrykksreduksjon ved Ramstadsletta (E103).* 2023.
23. **Norconsult AS.** *NV42E18YR-GEO-RAP-0004 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport hydrogeologi.* 2023.
24. **Nye Veier AS.** *E18 Ytre ringvei. Om prosjektet.* [Internett] [Sitert: 13. oktober 2023.] https://www.ytreringvei.no/om-prosjektet/.
25. **Norconsult AS.** *NV42E18YR-GEO-RAP-0001 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport ingeniørgeologi.* 2023.

26. —. *NV42E18YR-GTK-RAP-0002 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport geoteknikk.* 2023.
27. —. *NV42E18YR-PLA-RAP-0007 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Ikke-prissatte konsekvenser.* 2023.
28. **Nye Veier AS.** *E39 Kristiansand vest - Mandal øst.* [Internett] [Sitert: 13. oktober 2023.] https://www.nyeveier.no/prosjekter/e39/e39-kristiansand-vest-mandal-ost/.
29. **Norconsult AS.** *RA-INGGEO-001 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Mjåvannsheitunnelen. Ingeniørgeologi og hydrogeologi. Rev. c03.* 2019.
30. —. *RA-INGGEO-003 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Lindelitunnelen. Ingeniørgeologi og hydrogeologi. Rev. c04.* 2019.
31. —. *RA-INGGEO-002 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Søgnetunnelen. Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. Rev. c04.* 2019.
32. —. *RA-INGGEO-005 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Bruliheitunnelen. Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. Rev. c03.* 2019.
33. —. *RA-INGGEO-004 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Prosjekteringsrapport Vollebergtunnelen. Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. Rev. c03.* 2019.
34. **Rambøll Norge AS.** *RAP-013 E39 Kristiansand vest - Søgne øst. Ingeniørgeologisk rapport.* 2017.
35. **Biofokus.** *Rapport 2017-11 Kvalitetssikring av naturverdier langs nye E-39 gjennom Søgne og Mandal kommuner.* 2017.
36. **Statens vegvesen.** *E39 Svegatjørn-Rådal er åpnet.* [Internett] [Sitert: 16. oktober 2023.] https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e39svegatjornradal/.
37. **Jordforsk.** *Rapport nr. 41/05 Hydrogeologiske vurderinger ved E39 Svegatjørn - Rådal, Bergen. Sårbarhet, vannbalanse og lekkasjekriterier.* 2005.
38. **Statens vegvesen.** *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Publikasjon nr. 41 Sammenheng mellom grunnvannssenkning og tunnellekkasjer.* 2004.
39. **Direktoratet for naturforvaltning.** *DN-håndbok 13.* 2015.
40. **Miljødirektoratet.** *M-2209 Kartleggingsinstruks 2023. Kartlegging av terrestriske naturtyper etter NiN2.* 2023.
41. **Statens vegvesen.** *Håndbok V712 Konsekvensanalyser.* 2018.
42. **Miljødirektoratet.** *Veileder M-1941 Konsekvensutredning av klima og miljø.* [Internett] [Sitert: 26. oktober 2023.] https://www.miljodirektoratet.no/konsekvensutredninger.
43. **Karlsrud, K.** *BegrensSkade delrapport nr 1+2.5, 2016-05-25. Metoder for vurdering av skader på bygninger som følge av deformasjoner i grunnen.* 2015.
44. **Kveldsvik, V. et.al.** *Planning of a 25km long water supply tunnel in an environmentally sensitive area.* s.l. : NFF, 2001.
45. **Statens vegvesen.** *Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Publikasjon nr. 14 Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø. Statusrapport.* 2001.
46. **Norconsult AS.** *RA-INGGEO-010 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Mjåvannsheitunnelen. Ver. Z05.* 2022.
47. —. *RA-INGGEO-011 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingenørgeologisk sluttrapport Lindelitunnelen. Ver. Z05.* 2022.
48. —. *RA-INGGEO-012 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Søgnetunnelen. Ver. Z04.* 2022.
49. —. *RA-INGGEO-013 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Vollebergtunnelen. Ver.Z01.* 2022.
50. —. *RA-INGGEO-014 E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Ingeniørgeologisk sluttrapport Bruliheitunnelen. Ver. Z01.* 2022.

Fjellsprengningskonferansen 2024

# TUNNELDRIVING TETT PÅ ENERGIBRØNNER - ERFARINGER FRA NY VANNFORSYNING OSLO

## Tunnel excavation through an area with abundant geothermal wells – methology and experience from the project "New water supply Oslo"

Martin Austin Stormoen (Geolog, Oslo Kommune, Vann og Avløpsetaten)
Ingjerd Helene Mørck (Geolog, Oslo Kommune, Vann og Avløpsetaten)
Bjørn Gleditsch Borgnes (Sivilingeniør, Futurum Energi AS)

**Sammendrag**
Oslo kommune bygger for tiden flere tunneler i forbindelse med prosjektet Ny Vannforsyning Oslo. Tunnelene bygges under de mest befolkede områdene i Norge. I disse områdene har mange boliger, næringsbygg og industrieiendommer boret energibrønner.

Tunneldriving og forinjeksjon tett innpå energibrønner medfører noen risikoer. Ikke bare kan brønnen bli skadet, men det er også potensial for at sement kan komme inn i varmesystemet til en bygning eller at brønntoppen kan blåses ut. For å redusere disse risikoene har vi gjennomført en omfattende kartlegging av alle eksisterende brønner innen prosjektområdet. Dette innebærer å identifisere de riktige brønneierne, nøyaktige plasseringer, dokumentere tilstand og funksjon, samt vurdere sannsynligheten for potensiell skade. Brønnene er deretter inndelt etter risikokategori for potensiell skade og en tilhørende plan for overvåking og håndtering under tunnelarbeidene.

Etter å ha drevet omtrent 8 kilometer konvensjonelt og ytterligere 10 kilometer med tunnelboremaskiner (TBM) gjennom urbane områder, har passert mange energibrønner underveis. Kun et fåtall av brønnene er blitt skadet. Gjennom dette har vi opparbeidet erfaringer som vi ønsker å dele med fremtidige tunnelprosjekter.

**Summary**
The City of Oslo is currently constructing several tunnels for a new water supply for the city. The tunnels are built under the most populated areas in Norway. In these areas there are numerous geothermal wells, as energy sources for heating and cooling purposes for domestic and industrial properties. Tunnel excavation adjacent to geothermal wells poses some risks. Not only could the well suffer damage, but there's also the potential for grouting cement into the heating system of a building or causing the wellhead to blow out. To mitigate these risks, we've undertaken a comprehensive effort to map all existing wells within the project area and evaluated a broad zone of influence, and finally a set of measures to mitigate the risks. This involves identifying the correct well owners, pinpointing their precise locations, documenting their configurations and capacities, and assessing the probability of potential damage. Each well is then assigned a likelihood assessment for potential damage and a corresponding plan for monitoring and managing it throughout the tunnel construction process. Having excavated approximately 8 kilometers using drill and blast (D&B) methods and an additional 10 kilometers employing tunnel boring machines (TBM) through urban areas, we've encountered numerous energy wells along the way. Some of these wells were damaged, while others remained unharmed. Through these experiences, we've gained insights on zones of influence and mechanisms on well damages that we would like to share, and that can provide input for future tunnel projects.

**Innledning**

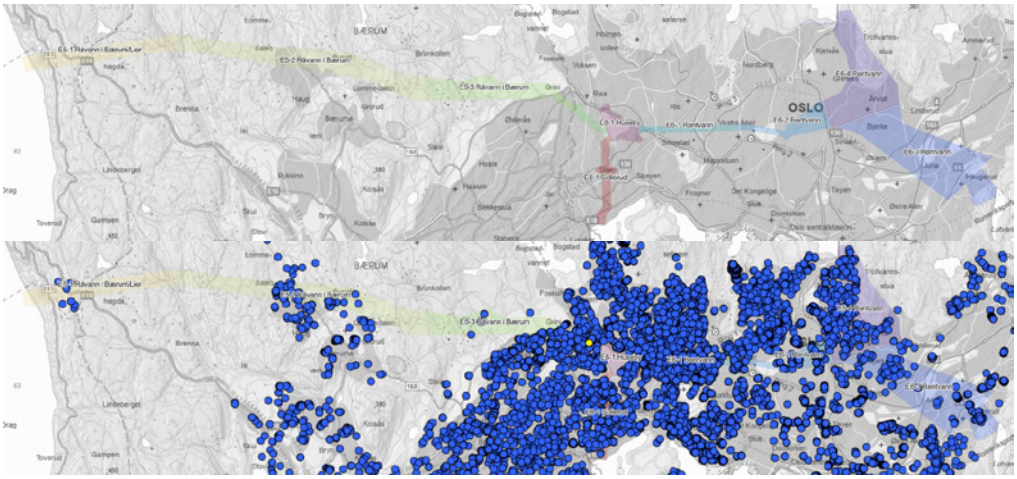
Oslo er en av Europas raskest voksende byer, og prognosene spår fortsatt sterk vekst. 90% av Oslos vannforsyning kommer fra innsjøen Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Den eksisterende vannforsyningen anses som sårbar, og Mattilsynet har derfor krevd at Oslo kommune etablerer en fullgod reserve-vannforsyning innen 1. januar 2028.

Oslo kommune, gjennom Vann- og avløpsetaten (VAV), har ansvaret for prosjektet Ny vannforsyning Oslo (NVO). Prosjektet består hovedsakelig av tre tunnelsystemer: en råvannstunnel, et vannbehandlingsanlegg og en rentvannstunnel, delt inn i tre entrepriser (Figur 1).

- *Råvannstunnel (entreprise E5)*: Tunnel fra Vefsrud ved Holsfjorden til Huseby. Drivemetode: TBM, 19 km. Berguttak: 500 000 m³.
- *Vannbehandlingsanlegg (entreprise E8)*: Tunnelsystem for vannbehandlingsanlegget ved Huseby. Drivemetode: boring og sprengning. Berguttak: 1 000 000 m³.
- *Rentvannstunnel (entreprise E6):* Tunnel fra Huseby til Stubberud. Drivemetode: TBM, 11 km. To bergrom samt en tunnel fra Oset til Sinsen. Drivemetode: boring og sprengning, 3,5 km. Berguttak: 1 100 000 m³.

Detaljer angående valg av drivemetoder, miljøkrav i kontrakten, konvensjonell tunneldriving av vannbehandlingsanlegget, og forinjeksjon fra TBM-ene har tidligere blitt presentert på Fjellsprengningskonferansen (*Syversen, 2021; Mørck, 2022; Karlsrud, 2022, Stormoen, 2023*).

Denne artikkelen setter søkelys på erfaringer fra planlegging og ut tunneldriving gjennom områder med energibrønner, fra alle tre tunnelkontraktene. Tunnelarbeidene for vannbehandlingsanlegget (entreprise E8) ble fullført i 2023, og TBM-drivingen for råvannstunnelen (entreprise E5) har passert områdene med flest energibrønner. Entreprise E6 vil bli fullført i løpet av de neste to årene.




*Figur 1. Utklipp fra prosjektområdet. fargene indikerer planavgrensning til de ulike entreprisene, hvor rød er entreprisen E8 og grønn E5 og blå/lilla E6. Figuren nedenfor viser ansamling av brønnpunkt i GRANADA, hvorav de fleste er energibrønner.*

**Geologi**
Prosjektet strekker seg gjennom geologien i Oslo-feltet, fra den prekambriske gneisen i øst, gjennom Ekebergforkastningen inn i kambro-siluriske sedimenter, og videre østover inn i den permiske Bærumskalderaen og lava-stratigrafien på Krokskogen (*Ramberg, 2006*). Overdekningen varierer fra ca 40 m til 350 m, men er for det meste mellom 50 m og 100 m, og tunnelen kan derfor komme i konflikt med energibrønner.

Hydrogeologien i lava-stratigrafien i Oslo-området er kjent for å være kompleks, med subhorisontale lavabergarter, kuttet av tallrike intrusivganger. Øst for lava-stratigrafien styres grunnvannet hovedsakelig av intrusivganger og subvertikale forkastningssystemer.

**Energibrønner**
Energibrønner utnytter varmeenergien som finnes i grunnen som i hovedsak består av lagret solenergi, med et noe bidrag av varme fra radioaktivitet i jorda i tillegg til gjenværende varme fra jordens dannelse. Energibrønner utnytter temperaturgradienten direkte gjennom en sirkulerende væske som kan utnyttes i et varmepumpesystem, som kan bidra til bl. a. oppvarming og kjøling av bygninger. Slike systemer omtales ofte som bergvarmepumper, men vil i denne artikkelen kalles energibrønner, da det er et etablert begrep.

Energibrønner for husholdningsbruk i Norge er i hovedsak lukkede kollektorslange-systemer i brønner som er ca 100-300 m dype (*Ramstad, 2017*). Kjølemediet, som oftest glykol eller etanol, i den lukkede kollektor-kretsen utnytter varmeenergien som er lagret i grunnvannet og berggrunnen, og kan dra nytte av en kaldere undergrunnstemperatur om sommeren og varmere om vinteren. En av fordelene med lukkede kollektor-systemer er at det kan benyttes kollektorvæske som kan senke temperaturen under frysepunktet, og dermed mulighet for en økt temperaturdifferanse ($\Delta T$) og mer energi kan hentes opp. $\Delta T$ er avgjørende for energiuttaket i brønnen, og derfor gir også målinger av $\Delta T$ informasjon om ev. endringer i brønnens energipotensiale (*Brekke, 2003*).

Varmeoverføringen mellom berg og kollektorvæsken skjer gjennom grunnvannet, og det er derfor i prinsippet ingen varmeutveksling over grunnvannsnivå. Grunnvannsstrømningen i brønnen har også stor effekt på brønnens energipotensiale. En nedoverrettet strømning i brønnen leder kaldt vann nedover og har negativ effekt på varmepotensialet, imens en oppoverrettet strømning har positiv effekt (*Busby, 2009*). *Ramstad (2017)* viser til et eksempel der en brønn på 200m dyp med oppoverrettet grunnvannsstrømning har 20 ganger større effektiv varmeledningsevne enn forventet.

FNs klimapanel (IPCC) estimerer at geotermisk energi vil dekke rundt 5 % av det globale varmebehovet innen 2050, og at energibrønner for husholdninger er avgjørende for å nå dette (*Goldstein, 2011*). I Norge har NVE (Norges vassdrags- og energidirektorat) publisert at 73 TWh ble brukt til oppvarming og kjøling i 2018, og det er vist at 1/3 av dette kan dekkes av energibrønner (*Geothermal Energy Association of Norway, 2023*). Til sammenlikning er det om lag 10 ganger flere energibrønner i Sverige enn i Norge (*Setså, 2024*), så det må forventes en stadig økende utbygging av energibrønner i Norge og medfølgende økt antall konflikter med tunneler.

Det bores flere tusen nye energibrønner i Norge hvert år, hvorav omtrent 1/3 bores til husholdningsformål og over halvparten er større anlegg (*Setså, 2024*). I Norge, som i flere andre land, er det obligatorisk å registrere brønnboring i en nasjonal database (GRANADA), med informasjon om dybde, vinkel osv. De fleste brønnene er registrert her, men det finnes

unntak, og eldre brønner mangler generelt i databasen. Tidkrevende manuell datainnsamling og spørreundersøkelser utføres derfor normalt i planleggingsfasen.

Som beskrevet av *Vasstein (2023)* er det ingen standardisert metodikk eller inndeling av influenssoner for grunnvannspåvirkning fra tunneldriving i Norge. Influenssonene fra prosjekt til prosjekt spriker noe, men metodikken til *Ramstad (2023)* er mye benyttet. Selv om den juridiske retten til å disponere og utnytte grunnvannet i Norge er noe omstridt *(Kvam, 2018)*, blir energibrønner som er skadet på grunn av tunnelarbeider vanligvis erstattet, og kostnadene dekkes uten at brønneier belastes.

**Metode**

I første omgang er det utført en kartlegging og tilstandsvurdering av alle energibrønnene. Brønnene er identifisert ved å benytte den nasjonale brønndatabasen (GRANADA), og henvendelse per post til alle innenfor planområdet. Deretter er alle brønnene innenfor 100m fra tunnelen fysisk kartlagt og vurdert. Plasseringen av brønnene i den nasjonale brønndatabasen (GRANADA) er ofte upresis, og må fastslås i felt.

Kartleggingen innebærer innhenting av teknisk informasjon, samt informasjon om hva brønnen benyttes til (oppvarming av bolig e.l.). I tillegg gjøres en tilstandsvurdering, gjennom kontroll av funksjon og måling av $\Delta T$ i brønnkretsen og utetemperatur i loggerperioden. Basert på kartleggingen vurderes energibrønnen til en risikoklasse (Figur 2) og anbefalte tiltak for videre oppfølging av energibrønnen (Figur 3). Risikoklasse er inndelt etter avstand fra teoretisk tunnelvegg.

Inndeling av influenssoner for sannsynlig påvirkning og ev. tiltak tar utgangspunkt i *Ramstad (2020)*, med noen justeringer. Influensavstanden er kun vurdert ift. tunnelens avstand fra brønnene, i hovedsak horisontalavstand, men også vertikalavstand i områder med stor bergoverdekning. Noe usikkerhet ift. boreavvik for bergbrønner er hensyntatt.

| **Risikoklasse** | **Avstand fra tunnelvegg** |
|---|---|
| *Rød: Meget sannsynlig påvirkning* | 0-10 |
| Oransje: *Ganske sannsynlig påvirkning* | 10-20 |
| Gul: *Lite sannsynlig påvirkning* | 20-50 |
| Grønn: *Usannsynlig påvirkning* | 50-100 |

*Figur 2. Inndeling i risikoklasser, etter Ramstad (2020), med noen justeringer.*

Anbefalte tiltak tar utgangspunkt i avstand fra teoretisk ytterkant av tunnel. Den mest omfattende tiltakspakken gjelder brønner innenfor 20m avstand. Like i forkant av at tunneldrivingen passerer energibrønnen (minimum 100m) utføres flere tiltak på det tekniske utstyret i varmepumpen, for å minimere risiko for skader på teknisk utstyr (Figur 3). Dette innebærer utkobling av varmepumpe, og kan derfor kreve utplassering av supplerende varmekilder i bolig i kjølige perioder. Utkobling innebærer å stenge ventiler mellom kollektor og varmepumpe, for å unngå trykkstøt som kan skade det tekniske utstyret. Der det er montert sikkerhetsventil ledes evt. overskytende kollektorvæske til sluk ved evt. utblåsning.

Under selve krysningen av energibrønnen under tunneldriving utføres visuell kontroll ved brønntoppen under injeksjonsarbeider. For tunneler som sprenges, er det vurdert at brønner innenfor 20m skal ha vakthold under sprengning for å unngå utblåsning under sprengning.

Etter passering av energibrønner i tiltakspakke 1 (<20m avstand), stilles varmepumpen tilbake til normal drift. Logging av $\Delta T$ i brønnkretsen utføres kun dersom det ikke er normal funksjon i varmepumpen, hvis brønneier etterspør dette, eller dersom det er boret ny erstatningsbrønn.

Påvises det at energibrønnen ikke fungerer som den skal, vurderes deretter hvilke tiltak som er mest hensiktsmessig. Boring av erstatningsbrønn er kostbart og vil være et større inngrep på eiendommen og utføres kun dersom det vurderes mest hensiktsmessig.

| Tiltak - overordnet | Aktuelle brønner |
|---|---|
| Kartlegging og tilstandsvurdering av brønn | 0-100m influensavstand |
| Tiltakspakke 1 (se nedenfor) | 0-20m influensavstand |
| Tiltakspakke 2: (se nedenfor) | 20-50m influensavstand |
| Måling av temperatur i brønnkretsen i etterkant av mulig påvirkning | For brønneiere som ber om dette (alle får tilbudet), og for brønner som er erstattet. |
| Erstatningstiltak | →Brønner som er skadet erstattes.<br>→Ved påvist betydelig redusert effekt i energibrønn vurderes etterfylling av termisk masse. |

**TILTAKSPAKKE 1:**

| Tiltak | Bakgrunn | Tidspunkt |
|---|---|---|
| Øke statisk trykk i kollektor, samt stenge kollektorkrets med ventiler i teknisk rom. | Øke kollektorens robusthet, samt sikre mot evt. trykkstøt ifm. injisering og sprengningsarbeider. | Fysisk tiltak når tunnelfronten (stuffen) er 100 m fra energibrønn. |
| Varmepumpe settes i modus for elektrisk drift. Avlesning av strømmåler. | Brønnen er frakoblet, så varmepumpens kompressor må slås av. | |
| Evt. utlån av flyttbare el.ovner. | Ved behov, dersom elektrisk element i varmepumpe/ akkumulatortank ikke er tilstrekkelig | |
| Kontroll/inspeksjon på eiendommen | Ved behov kontrolleres status ved sprengnings- og injeksjonsarbeider | I perioden det sprenges og/eller injiseres i definert område. |
| Tilbakestilling av anlegg til normaldrift, kontroll av energibrønnens funksjon. Avlesning av strømmåler. | Sjekke om kollektor har tilfredsstillende funksjon. | Så snart tunnelarbeidene har passert definert område. |
| Iverksette logging av T/R-temperaturer for brønnkrets etter sprengning. | Klage fra eier på redusert effekt. | Når klage er mottatt. |

**TILTAKSPAKKE 2:**

| Tiltak | Bakgrunn | Tidspunkt |
|---|---|---|
| Kontroll/inspeksjon på eiendommen. | Byggherre (VAV) vurderer behov for injeksjonsvakt. | I perioden det bores/injiseres i definert område. |
| Kontroll av energibrønnenes funksjon. | Sjekke om kollektorer har tilfredsstillende funksjon. | Så snart tunnelarbeidene har passert definert område. |
| Iverksette logging av T/R-temperatur for brønnkrets. | Klage fra eier på redusert effekt. | Når klage er mottatt, inntil 1 år etter at tunnelarbeider er avsluttet i området. |

*Figur 3. Tiltaksplan for håndtering av energibrønner i prosjektet.*

Den innledende identifiseringen av energibrønner er i hovedsak utført av VAV. Deretter har Futurum AS (underleverandør til Multiconsult) utført nærmere vurdering av risikokategori, tiltakspakker, samt utført kartlegging og tilstandsvurdering, tekniske tiltak på varmepumper og videre vurdering ved behov for tiltak. VAV har selv utført inspeksjon/kontroll under sprengning og injeksjonsarbeider. Boring av erstatningsbrønn har blitt utført av hovedentreprenør på gjeldende entreprise.

**Resultater og erfaringer**

Innledende kartlegging avdekket et stort antall energibrønner innenfor de ulike risikogruppene (Figur 4). Kartlegging, tilstandsvurdering og utføring av anbefalte tiltak ble utført ihht. planen. Usikkerhet knyttet til energibrønnenes vinkel og boreavvik gjør det vanskelig å forutse om brønnene vil bli påtruffet av selve tunneldrivingen.

For E8-entreprisen, (som er en sprengt tunnel) er totalt 3 brønner ødelagt av tunnelarbeider og erstattet, hvorav alle disse var i risikokategorien «meget sannsynlig påvirkning». Brønnene er blitt skadet under direkte treff av sprengningsarbeider og under boltesikring i tunnelen. I enkelte tilfeller rapporterte tunnelarbeiderne om spritlukt som følge av lekkasje av kollektorvæske til tunnelen, uten ytterligere utfordringer grunnet tilstrekkelig ventilasjon. Det var ingen erfaringer med utblåsning av brønntopp eller kollektorvæske under sprengning.

For E5-entreprisen, som er drevet med TBM, er 2 brønner ødelagt og erstattet med ny brønn. Det er i tillegg 3 tilfeller der brønnene trolig er påvirket av trykkstøt i brønnen under injeksjonsarbeider, som har medført plutselig trykkfall i kollektor, sammenklemt væskekar i varmepumpe (Figur 7) og utblåsning av kollektorvæske i teknisk rom. Logging og kontroll av disse 3 hendelsene tilsier at energibrønnene fungerer som normalt. Der det har vært utblåsning av kollektorvæske er det antydninger til en svak påvirkning av $\Delta T$ i brønnkretsen (Figur 8).

Injeksjonsarbeidene i E5-entreprisen er behovsprøvd. Trykkfall, utblåsning av kollektorvæske og injeksjonsutgang i dagen er tydelige tegn på at injeksjonsarbeidene har påvirket energibrønnene. Ved ett tilfelle har det også vært utgang av sement rundt brønntopp, og i varerør rundt kollektor mellom brønntopp og videre inn i teknisk rom (Figur 9). Som Figur 6 viser, er all påvirkning av energibrønnene langs TBM-tunnelen i områder der det har vært utført injeksjonsarbeider. I områder hvor det ikke har vært utført injeksjonsarbeider har ingen brønner blitt påvirket, selv ikke brønner med meget sannsynlig påvirkning.

Data fra injeksjonsarbeidene gjør det mulig å se tilbake på enkelthull i tidsrom hvor det har vært påvirkning av energibrønner (Figur 10). Mangelfull trykkoppbygning og svært høyt sementforbruk og fløde (flow) er tydelig i enkelthull der det har vært påvirkning av energibrønner. Dette er parametere som overvåkes i sanntid under forinjeksjon, og kontrollingeniørene forsøker å stanse injeksjonen ved slike tendenser når energibrønner er nærliggende. I områder hvor det er stor innlekkasje er det en krevende øvelse å injisere tilstrekkelig for å tette lekkasjer, men samtidig å unngå å skade energibrønner.

| **Entreprise:** | **E5 (TBM)** | | **E8 (D&B)** | | **E6 (D&B)** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Risikokategori** | **Brønner totalt** | **Brønner ødelagt** | **Brønner totalt** | **Brønner ødelagt** | **Brønner totalt** | **Brønner ødelagt** |
| Meget sannsynlig | 11 | 1 (9%) | 9 | 3 (33%) | 5 | 3 (60%) |
| Ganske sannsynlig | 10 | 0 | 7 | 0 | 5 | 0 |
| Lite sannsynlig | 27 | 1 (4%) | 14 | 0 | 15 | 1 (6%) |
| Usannsynlig | 30 | 0 | 40 | 0 | 39 | 0 |

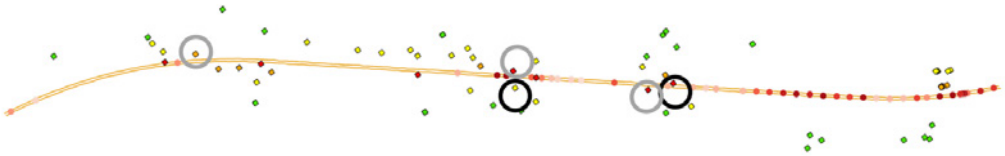
*Figur 4. Viser antall energibrønner totalt og skadet for de ulike risikokategoriene og entreprisene. For E6 gjenstår fremdeles passering av et stort antall energibrønner.*

Peilebrønner i berg viser i stor grad at grunnvannet er tilbake på nivå med før tunneldrivingen startet (Figur 11). Det har for enkelte områder tatt noe lengre tid enn ønsket å få grunnvannsstanden på et tilstrekkelig høyt nivå, som både skyldes vær og nedbør, men også etterarbeider i tunnelen for å tette restlekkasjer. Datagrunnlaget tilsier høsten 2024 at grunnvannet ikke er senket tilstrekkelig for å påvirke energibrønnene i området negativt (*Berzel, 2017*). Prosjektet har heller ikke fått henvendelser fra brønneiere angående redusert

effekt på sine energibrønner. Resultater fra måling av ΔT gir ingen indikasjoner på at tunneldrivingen har gitt signifikant utslag.

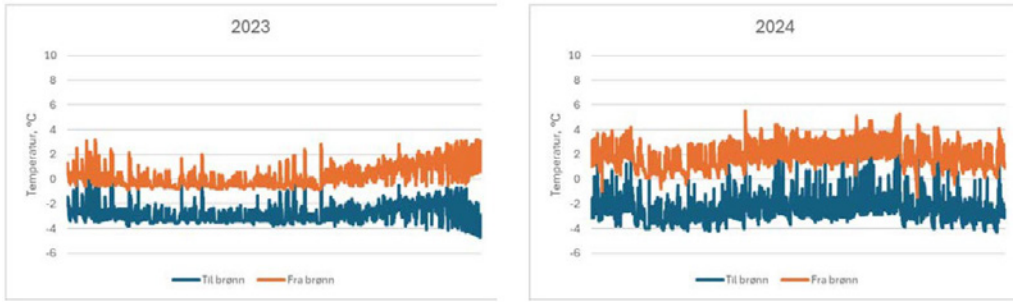
| Risikogruppe | Hendelse | Tiltak | Drivemetode |
|---|---|---|---|
| Meget sannsynlig | Skadet under injeksjonsarbeider | Boret ny brønn, logging | TBM (E5) |
| Meget sannsynlig | Påvirket under injeksjonsarbeider | Logging | TBM (E5) |
| Meget sannsynlig | Påvirket under injeksjonsarbeider | Logging | TBM (E5) |
| Ganske sannsynlig | Påvirket under injeksjonsarbeider | Logging | TBM (E5) |
| Lite sannsynlig | Skadet under injeksjonsarbeider | Boret ny brønn, logging og istandsetting | TBM (E5) |
| Meget sannsynlig | Skadet ved driving | Boret ny brønn, logging | D&B (E8) |
| Meget sannsynlig | Skadet under boltesikring | Boret ny brønn, logging | D&B (E8) |
| Meget sannsynlig | Skadet under boltesikring | Boret ny brønn, logging | D&B (E8) |
| Meget sannsynlig | Skadet under sprengning | Boret ny brønn, logging og istandsetting | D&B (E6) |
| Meget sannsynlig | Skadet under injeksjon | Boret ny brønn, logging og istandsetting | D&B (E6) |
| Meget sannsynlig | Skadet under injeksjon | Boret ny brønn, logging og istandsetting | D&B (E6) |
| Lite sannsynlig | Skadet under injeksjon | Boret ny brønn, logging og istandsetting | D&B (E6) |

*Figur 5. Viser alle brønner som har blitt påviselig påvirket eller skadet som følge av tunnelarbeider på prosjektet.*



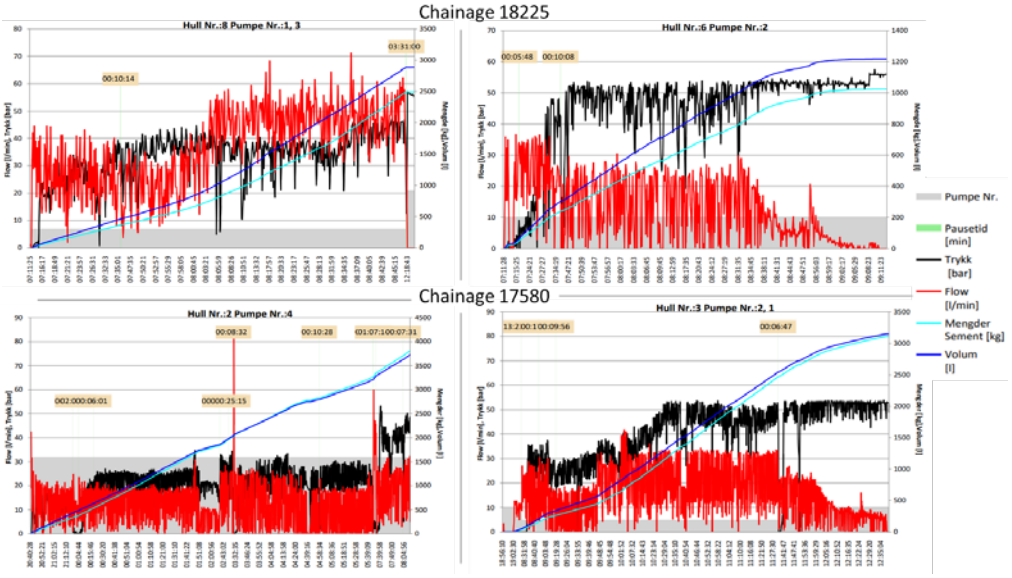
*Figur 6. Viser et utdrag fra tunnellinjen og kartlagte energibrønner (diamanter farget etter risikokategori). Injeksjonsvolum er visualisert med rødgraderte sirkler langs tunnellinjen. Skadede energibrønner markert med svarte sirkler, og energibrønner som har vært påvirket men ikke skadet markert med grå sirkler.*

*Figur 7. Væskekar før og etter tunnelpassering. Målinger av ΔT før og etter tunnelpassering påviser ingen synlig påvirkning. Årsaken til sammenklemmingen er uklar, men inntraff trolig under injeksjonsarbeider i tunnelen.*

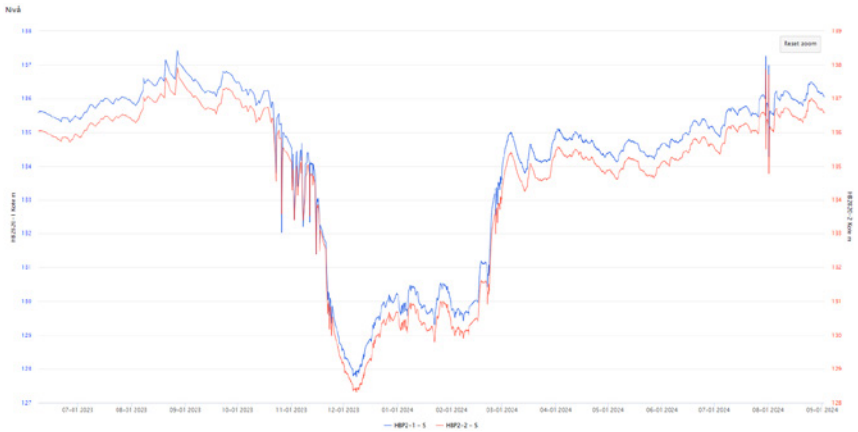



*Figur 8. Til venstre vises logging av ΔT i en energibrønn før tunnelpassering, og til høyre etter tunnelpassering. Begge målingene er gjort i mars måned. ΔT har minket noe, men innenfor normale variasjoner på tilsvarende anlegg.*

*Figur 9. Bilde til venstre viser utgang av injeksjonsmasse på terreng. Bilde til høyre viser injeksjonsmasse som har trengt seg inn via varerør rundt kollektor mellom brønntopp og teknisk rom.*




*Figur 10. Eksempler på injeksjonshull hvor det har vært påvirkning av energibrønnner. I hullene til venstre er det gått med betydelige mengder sement og trykket har over lengre tid ligget vesentlig lavere enn normalt for området, som kan indikere at injeksjonsmasse har funnet veien til f.eks. energibrønner. Det er også tegn til at injeksjonsinngangen (flow) har vært spesielt høy (oppmot 50l/min) i kortere episoder. I eksemplene til høyre er det en mer normal trykkoppbygning og et lavere masseforbruk, og ingen ting som tyder på utganger.*




*Figur 11. Viser grunnvannspåvirkning fra tunneldrivingen i en peilebrønn i samme område som majoriteten av energibrønnene langs råvannstunnelen. Grunnvannsnivået var i stor grad tilbake etter omtrent 4 måneder, og på nivå med historiske måledata etter ca. 8 måneder. Maksimal grunnvannssenkning i denne brønnen tett på tunnelen er ca 10m.*

**Diskusjon**

Det har ikke vært tilfeller med påvirkning av energibrønner som ikke har vært kartlagt. Dette antyder at identifiseringen gjennom GRANADA og henvendelse til grunneiere har vært tilstrekkelig.

Selv om det ikke har vært erfaringer med utblåsning eller andre hendelser ved sprengning, vurderes det fremdeles å være fornuftig med vakthold ved brønn under sprengning, da konsekvenser kan være store.

Den ene energibrønnen som er skadet innenfor risikokategori «*lite sannsynlig påvirkning*» er 21m fra tunnelen, kun 1m utenfor å klassifiseres til Tiltakspakke 1, og er den skadede brønnen lengst fra tunnelen. Tar man denne med i beregningene er totalt er 8 av 47 (17%) energibrønner med en avstand på inntil 21m skadet av tunnelarbeider. Grensen for de ulike tiltakspakkene har vært diskutert internt i prosjektet. Et viktig argument vil også være hensynet til beboer ved utkobling av varmepumpe, ev. behov for supplerende varmekilder, og arbeid med dette. I Sverige baserer influenssoner seg på anslått teoretisk grunnvannssenkning som resultat av tiltaket, hvor 0-5m grunnvannssenkning anses som liten konsekvens, 5-10m middels konsekvens og over 10m stor konsekvens *(Nugin, 2017)*. Grensen på 20m virker å være fornuftig basert på erfaringer fra dette prosjektet.

Selv om tallgrunnlaget er noe lavt, er det en tydelig forskjell i årsakssammenheng mellom påvirkningen fra tunneldriving med TBM og D&B. I områder der TBM-tunnelen ikke er forinjisert, er det ingen påvirkning av energibrønner. TBM-tunnelens begrensede tverrsnitt, og ikke-eksisterende sprengningsskadesone eller påvirkning av boltesikring gjør sannsynligheten for å treffe brønner veldig lav.

Samtidig er fraværet av påvirkning av energibrønner som følge av injeksjonsarbeider for den sprengte tunnelen overaskende. Injeksjonshullene for D&B-tunnelen er vesentlig kortere enn for TBM-tunnelen, som kan redusere sannsynligheten for at det er injeksjonsarbeidene som gir en påvirkning.
Uansett, er det tydelig at god kontroll og oppfølging av forinjeksjon er sentralt for å minimere negative effekter på energibrønner. Ved nærføring til energibrønner (<40-50m) vil det være viktig å vurdere å stanse injeksjonen ved store innganger, høy fløde(/flow) eller ved begrenset

trykkoppbygning. Et supplerende tiltak, som ikke har vært benyttet på dette prosjektet, kan være å overvåke trykket i kollektor, for å få stoppet injeksjonsarbeider raskt ved varsel om plutselige trykkendringer i kollektor. Dette er trolig enklere å få til enn monitorering av vanndybden i brønnen, som viser seg å være krevende å få til i energibrønner. Dette testes ut av Futurum AS i Fornebubanen-prosjektet

En annen innfallsvinkel til håndteringen av energibrønner er å støpe igjen eller plugge samtlige energibrønner innenfor en gitt influensavstand, i hovedsak av sikkerhetsmessige årsaker under sprengning og injeksjon. Dette er praktisert bl. annet i Sverige (*Berzell, 2017*). Erfaringene fra dette prosjektet, hvor kun 19% av brønnene innenfor 20m er påvirket, kommer det klart frem at en gjenstøping av samtlige brønner innenfor 20m ville vært feil strategi, både mtp. kostnader, belastning for tredjepart og miljøkonsekvenser.

**Oppsummering og videre arbeid**

Tunnelarbeidene i prosjektet har passert et større antall energibrønner. 17% av energibrønnene innenfor 20m fra tunnelens yttervegg har blitt ødelagt, og enkelte har blitt erstattet med ny brønn. Dette viser at å støpe igjen disse brønnene ikke ville vært en god tilnærming, men at metodikken med kartlegging og oppfølging er kostnadsbesparende og bærekraftig. Det er så langt heller ingen indikasjoner på at tunneldrivingen har påvirket $\Delta T$ av betydning.

Brønner som er skadet ifm. TBM-drevet tunnel er som følge av forinjeksjon. For konvensjonelt drevet tunnel har skadene på energibrønner inntruffet som følge av driving eller boltesikring. Tallgrunnlaget er begrenset, men antyder at TBM-drevne tunneler i mindre grad påvirker energibrønner negativt.

For å ytterligere begrense skader fra forinjeksjon på energibrønner vil det kunne være viktig å gå mer i detalj på de parameterne som kan antyde at energibrønnene er skadet. En nærmere analyse av injeksjonsdata der energibrønner har blitt påvirket vil kunne gi svar på dette. Det kan eksempelvis være aktuelt å identifisere en øvre terskel for flow, og anbefalte stoppkriterier for trykk og volum tett på energibrønner. Det gjenstår fremdeles flere kilometer med tunneldriving med i Ny Vannforsyning Oslo, hvorav en stor andel er i urbane strøk tett på energibrønner hvor disse erfaringene blir sentrale.

Overvåkning av trykk i kollektor, slik Fornebubanen tester i skrivende stund, vil trolig også være et svært godt supplement for å forstå hvor injeksjonsmassen tar veien, og ev. stanse injeksjonsarbeidene tidligere.

Videre understrekes det at tunnelprosjekter ofte ikke tar seg tid til å jobbe systematisk med erfaringer fra påvirkning av energibrønner i sammenheng med tunneldriving og forinjeksjon. Dette er viktig for å samle enda mer data for å ivareta enda flere energibrønner, som er en viktig del av løsningen på fremtidens energiproblem og som fremtidens tunneldrivere trolig ikke vil være foruten.

**Referanser**

*Berzell, A. Dehkordi, E. (2017). PM Hydrogeologi - Miljöprövning för tunnelbana från Kungsträdgården till Nacka och söderort. Stockholms läns landsting, förvaltning för utbyggd tunnelbana. Id 2320-M25-22-00001.*

*Brekke, E. (2003). ENERGIUTTAK FRA FJELL - Et studium av data fra termisk responstesting. (Master's thesis).*

*Busby, J., Lewis, M., Reeves, H., & Lawley, R. (2009). Initial geological considerations before installing ground source heat pump systems. The Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 42(3), 295.*

*Geothermal Energy Association of Norway. (2023). Geothermal energy potential in Norway. https://www.geanorway.no/resources/*

*Goldstein, B., G. Hiriart, R. Bertani, C. Bromley, L. Gutiérrez-Negrín, E. Huenges, H. Muraoka, A. Ragnarsson, J. Tester, V. Zui. (2011). Geothermal Energy. In IPCC Special Report on Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation [O. Edenhofer, R. Pichs-Madruga, Y. Sokona, K. Seyboth, P. Matschoss, S. Kadner, T. Zwickel, P. Eickemeier, G. Hansen, S. Schlömer, C. von Stechow (eds)], Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA*

*Karlsrud, A., Rustøen, T. L., Syversen, F. (2022). VAVs krav til nullutslipp i Ny vannforsyning oslo. Fjellsprengningskonferansen 2022. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.*

*Kvam, M. E. (2018). Tunneler og energibrønner (Master's thesis).*

*Mørck, I. H., Thorsen, S., Grøv, E., Trinh, N. Q. (2022). New water supply Oslo – caverns for the new water supply: Rock support, stress and strain development. Fjellsprengningskonferansen 2022. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.*

*Nugin, K. (2017). E4 Förbifart Stockholm – FSE501 - Miljökonsekvensbeskrivning. (Trafikverket rapportnr. 8448590)*

*Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A., & Rangnes, K. (2006). Landet blir til. Norges geologi: Norsk Geologisk Forening, Trondheim.*

*Ramstad, R. K. (2017). Energibrønner som varmekilde for varmepumper - Har kuldebransjen noe å lære her?. Norsk kjøleteknisk forening. https://www.tekna.no/contentassets/975d36ae0e7c40f986d92b129697c34d/energibrc3b8nner_norsk_kjc3b8leteknisk_forening_26.10.20171.pdf?fbclid=IwY2xjawFC44FleHRuA2FlbQIxMAABHf9s_mgygoP3JqDHxVSagCtLv7s79obLvT6PDNkak14ul8OWB958wQfYjg_aem_SXo4yl6jjXfjv9h98txf8g*

*Ramstad, M. (2020). Tunnelsprengning nær energibrønner. Sprengningsarbeider 2020, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/10-Ramstad.pdf*

*Setså, R. (2024). Satte søkelyset på brønnrisiko. Geo365. https://geo365.no/satte-sokelyset-pa-bronnrisiko/*

*Stormoen, M. A., Isachsen, G., Haugerud, H. J. (2023). Pre-excavation grouting during TBM tunnelling for the project "New water supply Oslo". Fjellsprengningskonferansen 2023. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.*

*Syversen, F., Hansen, J. N., Mørck, I. H., Isachsen, G., Elden, G., Eide, L. (2021). Ny vannforsyning til Oslo – med minimale terrenginngrep. Fjellsprengningskonferansen 2021. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.*

*Vasstein, S. M., Fikse, A. N., Lysen, S. R., Montafia, A., & Lausund, I. (2023). Vurdering av influensområde for grunnvann. (Statens Vegvesens rapporter nr. 966).*

**Vanninntrenging Rogfast- Verdens dypeste og lengste veitunnel**

**Water-intrusion Rogfast- World`s deepest and longest road tunnel**

Christian Gangstø, overingeniør, Statens vegvesen region vest,
Gustav Aarre Mohus, geolog, Statens Vegvesen region vest.

## SAMMENDRAG

Denne oppgaven fokusere mot vann og injeksjons utfordringene så langt på den nordre parsellen, entreprisen E04. Entreprisen har det dypeste punktet med 392 muh. og antatt meget krevende geologi på 2 av de 3 siste km inn mot entreprisegrensen E04/E02.
I forbindelse med drivingen av Rogfast entreprise E04, som starter på Bokn i nord og som etter hvert skal møte entreprise E02 under Boknafjorden, har det vært store utfordringer med mye vannlekkasjer og høyt vanntrykk. Injeksjonen har vært utfordrende på grunn av varierende strukturgeologiske forhold. Det er utfordringer med tynne sprekker/kanaler med leire og mer åpne slepper med sleppefyll som er vanskelig å infiltrere med injeksjonsmasse. Høyt vanntrykk og store mengder vann gir utfordringer ved montasje av pakkere. Ved passering -250 muh er det innført systematisk bruk av standpiper ved sonderboring. Oppgaven har hovedfokus spesielt på to soner; Sone 20 og antatt sone 22 som etter hvert ble navngitt som 22A og 22B ved passering.
Oppgaven oppsummere også i grove trekk status så langt for de andre entreprisene i Rogfast frem til november 2024.

## SUMMARY

This task focuses on the water and injection challenges encountered so far in the northern parcel, contract E04. The contract reaches its deepest point at 392 meters above sea level and involves particularly demanding geology in the last 2 of the 3 kilometers towards the E04/E02 construction boundary. In the operation of Rogfast enterprise E04, which starts at Bokn in the north and will eventually connect with enterprise E02 under the Boknafjorden, there have been significant challenges with extensive water leaks and high-water pressure. The injection process has been difficult due to varying structural geological conditions. There are issues with thin cracks and channels filled with clay, as well as more open sloughs with slough fill, which are hard to infiltrate with injection compounds. High water pressure and large volumes of water complicate the assembly of packers. Upon reaching -250 meters under sea level, the systematic use of standpipes for sounding drilling was introduced. The task focuses particularly on two zones: Zone 20 and the assumed zone 22, which was named later as 22A and 22B upon passing. The task also roughly summarizes the status so far for the other contracts in Rogfast up to November 2024

## INNLEDNING

Rogfast, eller Boknafjordtunnelen som blir navnet på hovedtunnelen, vil sette flere verdensrekorder. Både den lengste, den dypeste (26,7 km og 392 muh.), og den sikreste med sine doble løp, tverrforbindelser og moderne trafikkstyringssystem.
Oppstarten av prosjektet er også starten på realiseringen av ferjefri E 39.
Når Rogfast står ferdig i 2033 vil reisetiden mellom Sør-Rogaland, Haugalandet og

Bergen bli redusert med 40 minutter. I tillegg vil man ha en tunnel med to løp som har en helt annen oppetid og stabilitet enn dagens ferjesamband. Utfordringer med vær og vind blir effektivt eliminert i dette værharde strøket av landet.
Den samfunnsøkonomiske lønnsomheten av prosjektet er stor og vil bidra til at utviklingen av Rogaland kan skyte fart gjennom en felles bolig og arbeidsmarked på tvers av Boknafjorden.
Prosjektet har 3 hovedentrepriser som er delt inn i E03 Mekjarvik (Sør), E02 Kvitsøy (Midt) og E04 Bokn (Nord). I tillegg er tilkomst til hovedløp i alle tre entreprisene via tverrslagstunneler. Tverrslagstunnelene i sør (E11, 700m) og nord (E13, 2 løp à 2km) vil kun bli nyttet under anleggsperioden, og tverrslagstunnelen midt (E15) fra Kvitsøy er en 4km lang tunnel ned til hovedløp som vil gi Kvitsøy veiforbindelse ved åpning i 2033.

**STATUS HØST 2024**

**E03 Boknafjordtunnelen sør (Fyllitt)**

Tunneldriften av E11, det 700 meter lange tverrslaget fra Mekjarvik og inn til kryssområdet i hovedløpet, ble ferdig 2019. Hovedentreprisen E03 ble startet opp mars 2023. Fra kryssområdet og 900m sørover mot Harestad var det gjennomslag april 2024 og etterarbeid pågår nå. Det ble utført 31 injeksjoner på delstrekket mot Harestad. 8 av de var sperreskjermer mot IVAR sin avløpstunnel og 2 stk. var for stabilitetshensyn mot gjennomslag. Fra kryssområdet og nordover er det pr. nå drevet 2200 m mot E02 Kvitsøy. Totalt er det tatt ut 6700 m bergrom, pluss tverrslag og nisjer. Det drives i god fyllitt og vannmengdene er moderate. Største innlekkasje før injeksjon er til nå rundt 100 l/min. 29 injeksjoner er utført mot Kvitsøy, og det registreres en økning i vannmengde og saltinnhold etter hvert som tunnelene nærmer seg kystlinjen.
Tunnelene er nå 150m under havnivå og det er 600m til tunnelen krysser kystlinjen og ut i Boknafjorden nord på Tungeneset. Mange av de kartlagte svakhetssonene er ikke påtruffet og neste antatte svakhetssone er om ca. 500m. Bergartskillet (Tungenesforkastningen) er neste store usikkerhet, om ca. 2500 m.
Over 95% av tunnelen er så langt kartlagt i sikringsklasse I og II og det er satt
27 000 sikringsbolter, påført 16 500 m3 sprøytebetong og 7 sprøytebetongbuer er satt i forbindelse med gjennomslaget ut mot Harestad.

**E15/E02 Kvitsøy (Grønnskifer/Gneis/Gabbro)**

E15 er en arm på ca. 4 km fra Kvitsøy og ned til kryss og rampeområdet på kote 230 muh. Arbeidet med E15 ble ferdig høsten 2024
Arbeidene med tunneldriften på E02 starter opp november 2024, og innebærer i starten etablering av rundkjøringer og rampeområdet ned mot hovedløp.
Erfaringen fra E15 og drivingen av den 4 km lange armen fra Kvitsøy og ned til kryssområdet, er at grønnskiferen er tett og har god driveteknisk bergkvalitet. Totalt ble det utført 7 injeksjonsskjermer og injisert totalt 296 000 kg sement. 4 var i hovedløpet og 3 stk. i servicetunnelen inn mot kommende luftesjakter på E02.

**E04 Boknafjordtunnelen nord (Gneis)**

Tunneldriften av E13 omfattet 2 parallelle tunnelløp à 2 km fra Arsvågen og ned til hovedløp ved -150 muh. Disse løpene var tiltenkt som luftesjakter og ble ferdig drevet sommeren 2019.
Entreprenør valgte å starte drivingen fra 3 angrepspunkt, sør og nordover fra kryssområdet i bunn av tilkomst Arsvågen og fra påhugg i nord (Laupland) våren 2023.
Det 3,3 km lange delstrekket fra påhugget på Laupland og ned til kryssområdet Arsvågen er ferdig drevet og hadde gjennomslag september 2024. På denne strekningen var det mindre vann enn antatt, men hadde utfordringer med dagfjell de første 600m fra påhugget.

Til sammen ble det pumpet 632 000 kg mikrosement og 244 000 kg industrisement fordelt på 51 injeksjonsskjermer.

Fra kryssområdet og sørover mot Kvitsøy (E02) er det pr nå drevet 2200 m og tunnelen er passert 250 muh. Bergarten har bestått av god gneis. Hovedutfordringen har vært innlekkasje og lite masseinngang ved injeksjon. Innlekkasjene har vært fra moderate mengder til over 2000 l/min på enkelthull ved sonderboring.
Injeksjonsteknisk er det utfordringer med lav masseinngang, det på tross av til tider store innlekkasjemengder. Selv ved bruk av høye V/C tall og bruk av høye pumpetrykk 60-80bar er injeksjonsmassen vanskelig å injisere i gneisen. Resultatet har til tider ikke vært tilfredsstillende. Norcem25 har etter hvert blitt supplert med engelsk portlandsement MP650 for å sikre bedre inntrengning og lavere avbindingstid. Etter bytte er det fortsatt utfordringer, men resultatet av injeksjonene er blitt bedre ved bruk av MP650.

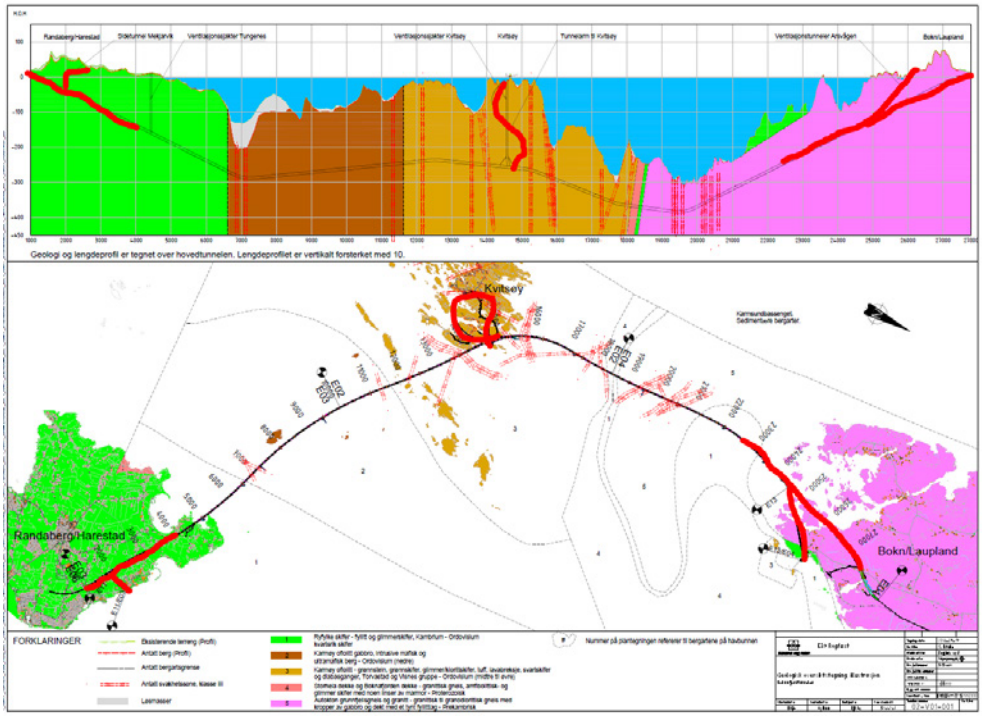
**Geologi**
Berggrunnen langs Boknafjordtunnelen nord består hovedsakelig av prekambrisk grunnfjellsgneis og granitt. Ved profil 23 250 – 21 250 ligger det et skyvedekke av Ryfylkeskifer over grunnfjellet, med usikker mektighet mot dypet. I ingeniørgeologisk rapport ble det antatt at Ryfylkeskiferen ikke var gjeldende på tunnelnivå, og den er heller ikke observert enda.

Det er 2 dominerende sprekkesett i tunnelen i tillegg til sporadiske sprekker:
- Sprekkesett 1 er mest dominerende og orientert på tvers av tunnelretning med strøk 290-330NV og fall 70-90°.
- Sprekkesett 2 er orientert mer i lengderetning av tunnelen med strøk 180-210S/SV og fall 70-90°.

Bergmassen i tunnelen er hovedsakelig massiv og kompetent, og gneisen har en tydelig båndet struktur. Hovedandelen av tunnelen er kartlagt til sikringsklasse 1 og 2.

Geologien og behovet for injeksjon er klart de største usikkerhetene for prosjektet.
Av forundersøkelser er det utført refraksjonsseismiske undersøkelser for det meste av trase under sjø. Det er utført totalt 3 kjerneboringshull fra skip i trase mellom Bokn og Kvitsøy. Hull 1 og 2 treffer tunnel i E02 og 1 hull treffer i lavbrekket i E04. Det er i flere av borekjerneloggene kommentert at oppknusing av borekjernene har skjedd under boringen, og med bakgrunn i dette er kjernene vanskelige å tolke. Vanntapsmålingene ble mislykkede, og alle hull ble støpt igjen. Det er i tillegg utført kjerneboringer fra land (Figur 1: KjerneprøverFigur 1) og ut i sjø på alle entrepriser, samt utført studier av kart, flyfoto og foreliggende grunnlagsmateriale.
Utdrag fra rapportene: (Dammyr m.fl.) *I forbindelse med kryssing av noen av svakhetssonene, og* ***sprekkesoner med høy permeabilitet****, er det forventet meget utfordrende forhold for tunneldrivingen. Dette gjelder spesielt i forhold til* ***vanntetting*** *og bergstabilitet/sikring.*

*Figur 1: Kjerneprøver*

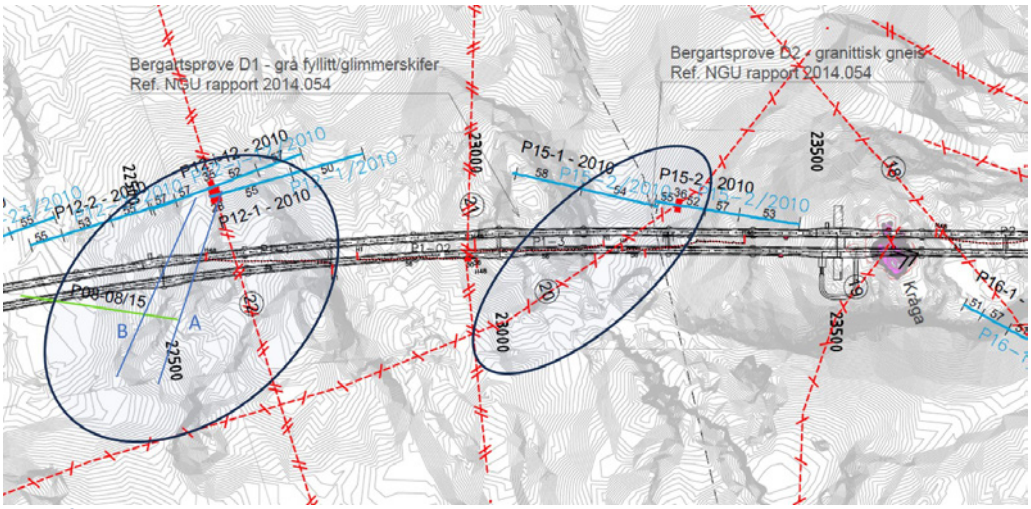



*Figur 2: Oversikt status fremdrift og antatt geologi.*

**Svakhetssoner E04**

Ingeniørgeologisk rapport antar 44 soner for kontrakten E04. Oppbygging og sammensetning av svakhetssonene er gitt ved ulike seismiske hastigheter.
I skrivende stund har vi passert 22 soner. Av de 22 er 10 registrert som påtruffet, men kun som redusert bergmassekvalitet og ikke som svakhetssone. Resterende 12 er ikke påtruffet.
2 soner har gitt hydrologiske utfordringer der injeksjonene har vært krevende både med

mye vann og trykk, men også at tynne sprekker og sprekkefyllet har vært av en slik art at det har vært store problemer med å få inn masse (se Figur 3).




*Figur 3: Oversikt soner med store innlekkasjer.*

**Sone 20 mars 2024**

I ingeniørgeologisk rapport var svakhetssone 20 antatt ved pel 23200 som svakhetssone klasse I. Bergoverdekning er 120m og havdybde er 100m i dette området. Kartlegging på stuff viste en tettere oppsprukket sleppe med mektighet 0,3–0,5m i løp 11 og 0,5-1m i løp 12, så det ble ikke klassifisert som en svakhetssone. Sleppen har lik orientering som det gjennomsettende hovedsprekkesettet, med strøk 300NV og fall 80-90°. Sleppen hadde sprekkefyll av leire/silt/sand og var meget vannførende. Q-verdi gjennom sonen er kartlagt til 1,8 – 2,4 med følgende registrerte parametere: RQD=50-60, Jn=9, Jr=1,5, Ja=4-6, Jw=0,66-1 og SRF=1. Sideberg var av god fjellkvalitet.

**Observerte forhold:**

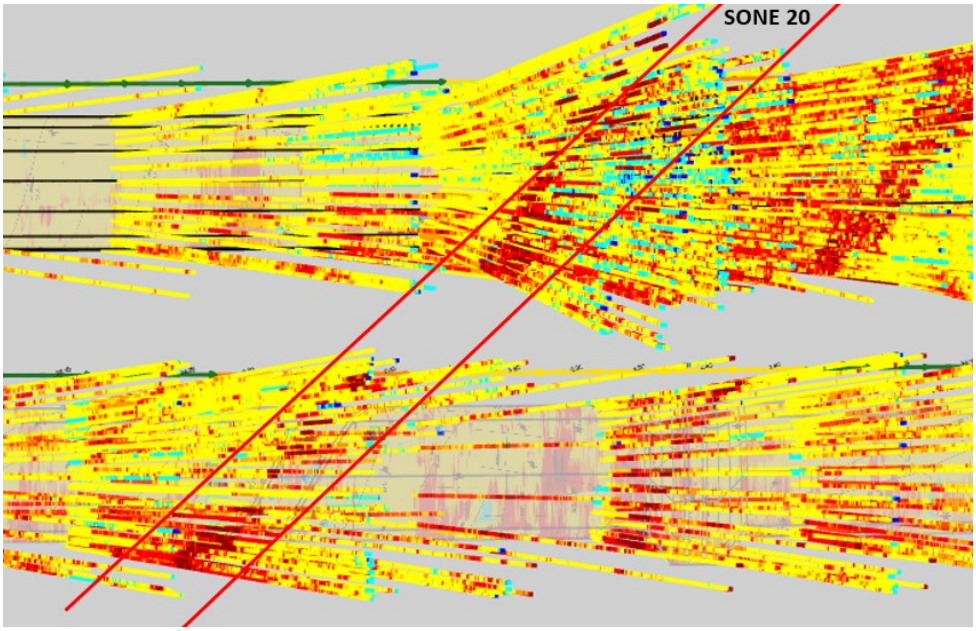
**Løp 12**

Sone 20 ble passert først i løp 12. Ved pel 23197-23192 var det krevende boreforhold. Det ble drevet gjennom sleppeområdet med 3 korte salver uten forbolter i sikringsklasse 3, men med utvidet profil. Det var noe tettere oppsprekking før og etter sleppen, som har strøk 300NV og faller nokså steilt.
Innlekkasje ved sonderboring var 110 l/min og godt over 300 liter/ min ved endt skjermboring. Injeksjon ble utført i 2 runder på samme stuff, pel 23197.

**Løp 11**

I løp 11 ble sone 20 påtruffet ved pel 23135 – 23125, med lik orientering som i løp 12. Sonen ble drevet gjennom med 6 korte salver uten forbolter i sikringsklasse 3. Boring antydet mer sprekkefyll og slepper med større mektighet i løp 11 sammenlignet med løp 12. Innlekkasje ved sonderboring var på 500 l/min og under injeksjon var det meget krevende å få inn masse. Det ble utført 11 runder med injeksjon på 9 tunnelmeter gjennom sone 20.
Underveis ble det gjort flere justeringer. SP-tilsetning ble endret på injeksjonsresepten fra Rheobuild til X-seed og Ace30 på runde 5, da Rheobuild gav for seig masse sammen med Norcem 25. Ved bruk av Ace30 ble massen mer smidig og det bedret inngang noe.

Resultatet var såpass dårlig at det ble besluttet å ta etterinjeksjon / sperreskjermer i bakkant av stuff. Det ble utført 3 skjermer som hjalp med å redusere drypp til et akseptabelt nivå.
På pel 23120 ble det byttet fra Norcem 25 til MP650 som injeksjonssement, etter flere mislykkede skjermer med liten masseinngang og mye vann på kontrollhull. Ultrafin var ikke mulig å oppdrive i markedet, så det ble kun diskutert.
På injeksjoner i etterkant av sone 20 er det inntrykk av bedre masseinngang med MP650.



*Figur 4: MWD-data fra sone 20.*

**Antatt sone 22, september-november 2024**
I ingeniørgeologisk rapport er svakhetssone 22 antatt ved pel 22610, og antatt orientert på tvers av tunnelretning. Det er bergoverdekning 240 m og havdybde er 75 m. I dette området ligger det et subhorisontalt lag av fyllitt over grunnfjellsgneisen. Sone 22 ble antatt på-boret under sonderboring i løp 12 pel 22641. Det ble funnet en del vann på om lag 20m, 30 liter nede høyre og 50 liter samlet for hull oppe. Skjermboring ble utført uten at større mengder vann blir funnet. Skjerm blir vellykket og det tas 3 salver til pel 22624. Kartlegging før ny sonderboring pel 22624 viser klink gneis og sikringsklasse 1-a. Det skal vise seg at det kommer to meget vannførende slepper/soner, videre navngitt som 22A og 22B.

**22A løp 12**
På sonderboring pel 22624 i løp 12 ble en vannførende sleppe registrert på 17m i høyre side og 25m i venstre side.
Klokken 1930 onsdag 28.08.24 ringer bas. Han har truffet på store mengder vann under sonderboring fra begge hullene, 2000 l/min eller mer fra to sonderhull. Det benyttes pakkere med spiss, men sliter med at gummi på pakkere vrenges og staver ødelegges før de får entret hullene grunnet vannmengde og trykk som gir lite sikt for boreoperatør. Når pakker og stav er kommet i hullet er det problemer med oppstramming, så stav må holdes med bommen til de får ned vannivået. Det ble brukt traktor med vannvogn for å holde kontroll på vannstand på stuff. Det ble rigget ekstra pumpeledning og etter hvert pumpe for lensing.
Det ble kun boret 9 sonder/skjermhull før injeksjon ble utført. Dette for å redusere

vannmengde og gjøre det mulig å utføre en normal skjerm i etterkant. Det gikk med 21 tonn i R1. Det ble bestilt bruk av standpiper for kontrollhull, grunnet alle utfordringene som var med pakker plassering grunnet trykk og vannmengde på R1. Det ble utført 4 stk kontrollhull gjennom standpiper. Resultatet viste at vannmengde hadde blitt kraftig redusert til om lag 300 liter samlet. Det ble videre boret full skjerm da vannmengde nå var håndterbar. Det ble pumpet 23 tonn og resultatet ble greit nok.
Ny sondering 22614 viser moderate mengder, men nok til at det blir skjerm. Det måtte utføres 2 skjermer på pel 22614. Det grunnet moderat inngang på runde 1, totalt 6813kg Norcem 25. Runde 2 gikk det med totalt 12129kg og det ble injisert med MP650.

*Figur 5: Ny pakker til venstre og pakker med vrengt gummi til høyre.*

| Sleppe 22A Løp 12: 22640-22597 | | Sementforbruk i kg | | |
|---|---|---|---|---|
| Løp/Pel nr. | Innlekkasje l/min | Norcem | MP650 | Total |
| Løp12 / 22641 | 100 l/min | | 9452 | 9452 |
| Løp12 / 22625 | 2500 l/min | 23077 | | 23077 |
| Løp12 / 22625 | 500 l/min | 20892 | | 20892 |
| Løp12 / 22614 | 50 l/min | 6813 | | 6813 |
| Løp12 / 22614 | 50 l/min | 2197 | 9932 | 12129 |
| Løp12 / 22597 | 15 l/min | | 12691 | 12691 |

*Figur 6 Sementforbruk 22A*

**22A løp 11**

Sonderboring pel 22589 11KS var det 2000++ l/min fra to sonderhull. Under boring ble det registrert vannførende sleppe på 24m, pel 22 565. Første skjerm ble boret 2 sonderhull med pakker og stav og resterende 6 injeksjonshull boret med standpipes, grunnet store problemer med å få inn pakker. Det ble pumpet 9,5 tonn med mikrosement.
Ett kontrollhull med standpipes ble boret før ordinær skjermboring. Dette hullet hadde ca. 500l/min og var håndterbart, slik at det ble brukt vanlig pakker og stav i røret.
Det var meget god fjellkvalitet, sikringsklasse 1-a i forkant av sonen og SK-2 i sleppeområdet.

*Figur 7 Boring gjennom standpipe til venstre og krevende arbeidsforhold til høyre.*

| Sleppe 22A Løp 11: 22589-22560 | | Sementforbruk i kg | | |
|---|---|---|---|---|
| Løp/Pel nr. | Innlekkasje l/min | Norcem | MP650 | Total |
| Løp11 / 22589 | 2000 | 8820 | | 8820 kg |
| Løp11 / 22589 | 400 | 6858 | 19550 | 26408 kg |
| Løp11 / 22578 | 2000 | 765 | 31673 | 32438 kg |
| Løp11 / 22578 | 20 | 3409 | | 3409 kg |
| Løp11 / 22574 | 50 | 479 | 6058 | 6537 kg |

*Figur 8 Sementforbruk 22A L11*

**22B løp 12**

Sonderboring pel 22563 12KS var det 200-300 l/min i enkelthull. Under boring ble det registrert vannførende sleppe på 27-29m. Sleppen ble påtruffet under skjermboring på pel 22558 og 22545 også, med 300 l/min som maks vannmengde i enkelthull. Etter utført injeksjon er det en del lekkasjer langs sleppen fra fjell/bolter. Berget er tettere oppsprukket og flisigt i sleppeområdet, men profilet hold seg fint og ingen utfall. Sleppeområdet ble sikret i sikringsklasse 3. Sideberget er av veldig god kvalitet.

Under boltboring i hovedløpet løp 12 bores det på store mengder vann i ett boltehull med retning inn mot tverrforbindelsen, TF80. Det monteres stav med pakker i boltehullet og det bestilles sonderboring gjennom standpipes inn TF80. Første runde med 2 stk standpipes + 8 injeksjonshull hvor av 4 hull i heng for etterinjeksjon inn på sleppen i hovedløp. Det gikk med 17 tonn på runde 1. Ved runde 2 og full skjerm var vannmengde redusert til 100 l/min. Det ble medgått kun 2676 kg MP650 på 22 hull, men resultatet ble bra, da sleppen også ble injisert fra løp 11.

*Figur 9 Sone 20 påtruffet i tverrforbindelse.*

| Sleppe 22B Løp 12: 22530-22490 | | Sementforbruk i kg | | |
|---|---|---|---|---|
| Løp/Pel nr. | Innlekkasje l/min | Norcem | MP650 | Total |
| Løp12 / 22530 | 2500 l/min | | 17174 | 17174 kg |
| Løp12 / 22512 | 100 l/min | | 9322 | 9322 kg |
| | | | | |
| Tverrforbindelse | Mer enn 1500 l/min | | 17465 | 17465 kg |
| Tverrforbindelse | 100 l/min | | 2676 | 2676 kg |

*Figur 10 Sementforbruk 22B L12*

**22B løp 11**

Sonderboring 22518 11KS ble boret med standpipes og det ble påtruffet 3000-4000 l/min. Vannførende sleppe på ca. 27m i høyre side. Sonderhull i venstre side hadde lite vannmengder da det ikke nådde fram til sleppen. Det ble kun boret 2 stk standpipes som ble pumpet på, før en salve og ny skjermboring 24m. I det vannførende sonderhullet ble det injisert ca. 40 tonn med Norcem 25 før det ble avsluttet med styrt herding. Det var høy flow og pumpetrykk variert fra 27-35 bar hele veien.

Etter skutt salve ble det ved pel 22495 utført injeksjon i 3 runder. De 2 første rundene ble utført med MP650 v/c 1,2, men opplever at det er store utfordringer med inngang av masse. Flere hull har innlekkasje 10-50 l/min, men ved pumping stopper det opp ved hullfylling og 80 bars trykk. Det kan nesten virke som sleppematerialet fungerer som en «tilbakeslagsventil», der det kun slipper væsken en vei. Det blir besluttet å prøve ultrafin UF12 på R3. UF12 har vært mangelvare i markedet en stund, men til alt held hadde leverandør nå inne på lager.

*Figur 11 Montering av plate med kran på standpipe: Sone 22B*

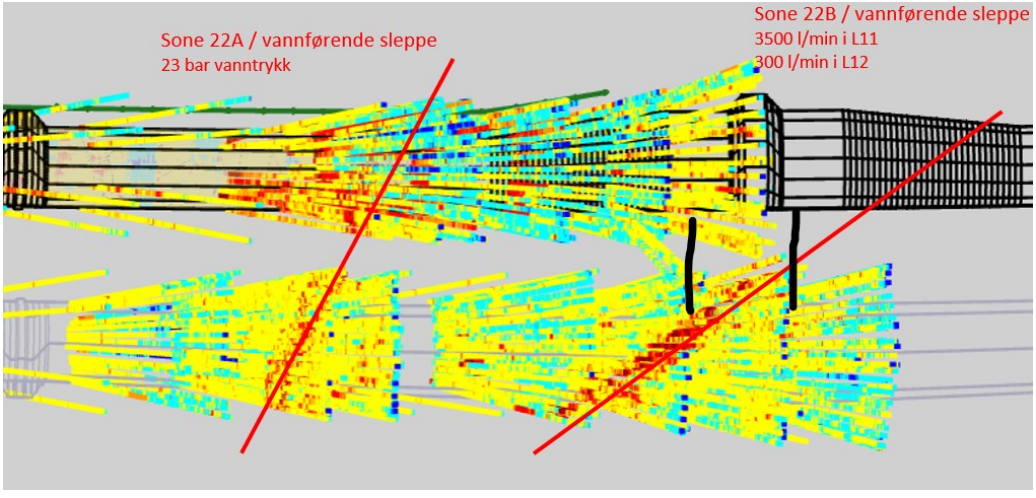
| Sleppe 22B Løp 11: 22518-22495 | | | | | Sementforbruk i kg |
|---|---|---|---|---|---|
| Løp/Pel nr. | Innlekkasje l/min | Norcem | MP650 | UF12 | Total |
| Løp11 / 22518 | 2500 | 8820 | | | 8820 kg |
| Løp11 / 22512 | 100 | 6858 | 19550 | | 26408 kg |
| Løp11 / 22495 | 1000 | 765 | 31673 | | 32438 kg |
| Løp11 / 22495 | 800 | 3000 | | | 3000 kg |
| Løp11 / 22495 | 750 | | 12515 | 4372 | 16887 kg |
| Løp11 / 22490 | 150 | | 2720 | 7702 | 10422 kg |

*Figur 12 Sementforbruk 22B L11*

**Oppsummert**

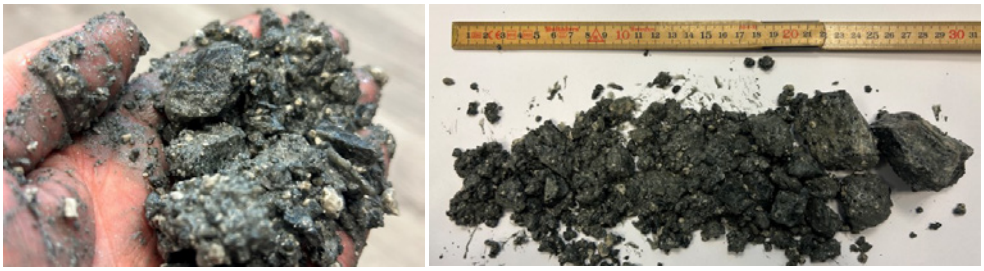
30m i etterkant av det som var antatt sone 22 ble det påtruffet nye vannførende slepper. Kartlegging på stuff viste at sleppe 22A hadde en mektighet på mindre enn 0,5m og noe tett oppsprekking i forkant og etterkant. Sleppen er ikke orientert som antatt, men orientert etter strukturer/topografi på havbunnen med strøk 300NV og fall 70-80°, slik som hovedsprekkesettet også er orientert. I sleppen var det tynt belegg av leire/silt og sideberg av meget god fjellkvalitet. Ved sonderboring gjennom sonene ble vanntrykk målt til 23 bar i begge løp. Sleppen var ikke beskrevet i ingeniørgeologisk rapport.

For sone 22B viste kartlegging på stuff i løp 12 og tverrsalg 80, at sleppen hadde en mektighet på 0,5-1m, men med en mer flisig/oppsprukken struktur enn sleppe 22A. Det er bare et tynt belegg av leire/silt i sleppen og sideberget er av meget god fjellkvalitet. Sleppen er orientert nokså likt som 22A, med strøk 330NV og fall 70-80°. I løp 12 ble innlekkasje antatt til godt over 1000 l/min på sonderboring gjennom sonen, mens i løp 11 ble innlekkasje fra sonderboring anslått til over 3500 l/min. Laget av fyllitt som ligger over grunnfjellsgneisen viser seg å ha liten til ingen «tettningseffekt» på tunnelnivå. Vannførende sprekkestrukturer trenger ikke ha sammenheng med lave hastigheter/svakhetssone. Så dette er bare en sporadiske vannførende slepper, eventuelt forgreininger av antatt sone 22



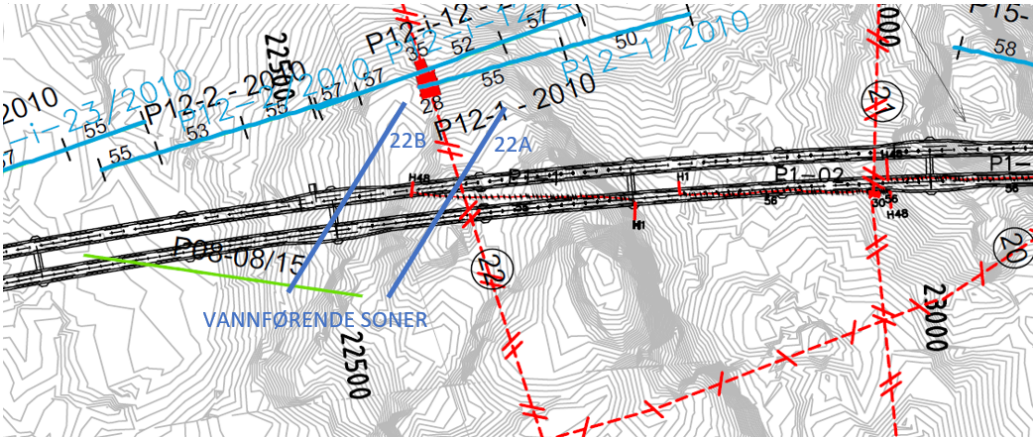

*Figur 13 Oversikt sone 22A og 22B.*

I Figur 14 Sleppematerialet 22B ser en sleppe 22B kartlagt i tverrforbindelsen TF80. Bildet til høyre viser utvasking av sleppematerialе (øverst) og konsentrert injeksjonsmasse (nederst). Infiltrasjon i sleppematerialet er vanskelig grunnet finstoff og leire. Sleppematerialet består av oppknust berg som minner om sand med enkelte steiner og innslag av leire.



*Figur 14 Sleppematerialet 22B*

*Figur 15 Sleppe i TF til venstre og utvasking til høyre.*




*Figur 16 Oversikt sone 22A og 22B på ingeniørgeologisk lengdeprofil.*

### Injeksjon E04

Innlekkasjekravet i kontrakt er satt til 10 l/min pr. 100 m tunnel for hvert av tunnelløpene, løp 11 og løp 12. Det gir innlekkasjekrav ved sonderboring på 4 l/min pr. enkelthull eller 7 l/min samlet. Lengde sonderboring er normalt 29 m og sonderboringen blir normalt utført med 4 sonderhull i hovedløp. Antall sonderhull økes inn mot utvidelser og bergrom.

Vannlekkasjene blir målt via en montert stav og målebeger. Ved større innlekkasjer der målebeger/bøtte blir for lite, antas mengde. Vanntrykket måles enten gjennom en montert stav og påkoblet manometer eller ved å lese av mottrykket på injeksjonsriggen ved oppstart injeksjon.

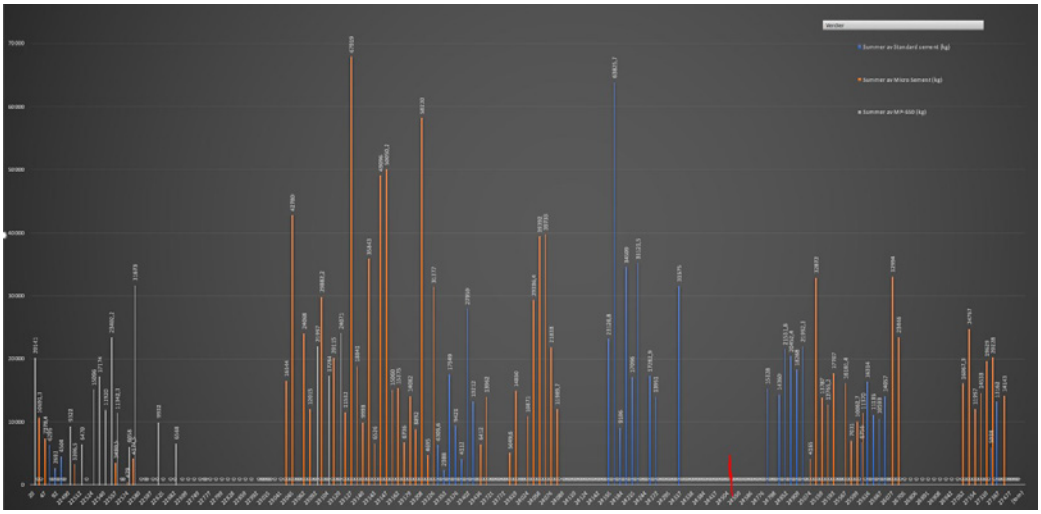
Lengde på injeksjonsskjermene har variert fra 18m til 29m og blir tilpasset etter forholdene. Ved innlekkasjemengder på rundt 100 l/min blir det boret skjermer på 27 m lengde. Dersom innlekkasjemengdene er 500 – 1000+ l/min, blir det vurdert å bore skjermer med kortere hull-lengder 21-18m. Korte skjermer benyttes også i de tilfeller der masseinngang viser seg å være vanskelig. Stikning på skjermene er 5-6 m. Så langt i entreprise E04 er det boret 21 500 m sonderhull og 140 000 m injeksjons- og kontrollhull.

I starten fra kryssområdet fikk vi gode nok resultater med bruk av industri, når man kun vurderte innlekkasje fra kontrollhull. Men tunnelløpene var fuktige, og det var en del punktlekkasjer. Det ble gjort tiltak som ansett ble fortettet fra 1,2 m til 1,0 m, og fokus på opprettholdelse av stikk på skjermhull. Dette forbedret resultatet noe, men ikke nok. I tillegg var avbindingstiden høy på industrisement og det var utstrakt bruk av utvidet herdetid.
I august 2023 ble det enighet om å gå over på mikrosement, da områder injisert med industrisement fremsto som fuktige og innlekkasjemålinger utført sommerferien 2023 viste at innlekkasjen lå tett opp mot kravet på 10 l/min på 100m pr. tunnelløp. Håpet var at mikro skulle hjelpe på inntrenging i de fineste sprekkene og at avbindingstiden skulle komme ned på ett akseptabelt nivå, rundt 3-4 timer. Overgangen til Norcem 25 mikro sammen med Rheobuild bedret avbindingstiden, men etter hvert som vi høstet erfaring med bruken av Norcem25 og Rheobuild, ble det klart at masseinngang fortsatt var et problem. Det viste seg at denne kombinasjonen førte til for lav viskositet, som gikk utover flytegenskapene til massen. Tilsetning ble da endret fra Rheobuild til ACE30 og X-seed (akselerator) som fortsatt brukes.
For øyeblikket brukes Norcem25 kun ved større innlekkasjer. Grunnen er at til tross for overgang til Norcem25 er resultatet fortsatt drypp fra berg og bolter. Det ble som en test besluttet å ta inn engelsk portlandsement MP650. Den gir bedre resultat på det jevne og vi unngår en runde 2 som har vært tilfelle ved flere injeksjoner ved bruk av Norcem25.

Erfaringen fra utførte injeksjonsskjermer så langt er at gneisen variere veldig på hvor mottagelig den er for injeksjonsmasse. Se *figur 13: oversikt injeksjonsdata,* som viser variasjonene i massinngang og at trenden siste del mot Kvitsøy viser avtagende masseinngang.  Erfaringer fra tidligere anlegg er at forbruk av injeksjonsmasse må styres gjennom stoppkriterier som trykk eller mengde. For gneisen på E04 er det litt annerledes, da vi sliter med å få inn nok mengde til å oppnå tilfredsstillende tetting. Gneisen er veldig sensitiv på V/C tall og kvaliteten på blandet masse. Selv små feil ved innveiing på injeksjonsflaket kan gi utslag på masseinngang. Det er innført et strengt regime for test og kontroll av injeksjonsmassen før oppstart og under injeksjon for å ha kontroll på massens kvalitet. Før oppstart pumping skal tester av injeksjonsmassens marsh-cone tid og egenvekt utføres på stuff. Oppnås ikke riktig resultat innenfor toleransen, dumpes massen og feilsøking starter. Så langt i entreprise E04 har det gått med nesten 3,5 millioner kg sement. Det gir et snitt på rundt 18 500 kg pr injeksjonsrunde.

| Oversikt kontrakts mengder og medgått frem til og med oktober 24 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Industri | Norcem 25 | MP650 | UF12 | Total |
| Kontrakts mengde | 3 475 000 kg | 3 350 000 kg | 0 kg | 0 kg | 6 825 000 kg |
| Medgått hittil | 1 032 433 kg | 2 086 892 kg | 360 000 | 30 000 kg | 3 492 152 kg |
| | | | | | |

*Figur 17 Oversikt medgåtte mengder injeksjonssement*



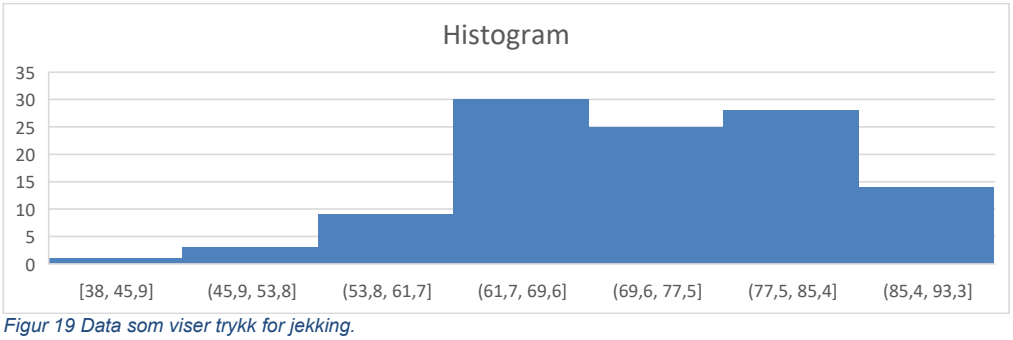
*Figur 18 Oversikt injeksjonsdata.*

### Stoppkriterier

Som utgangspunkt ble det utarbeidet et flytskjema for overgang til tykkere masse ved en viss mengde liter og ved gitt trykkoppbygging Men erfaring viser at å gå over til tykkere masse ofte ødelegger og plugger hullet. Det brukes nå i utstrakt grad høye V/C-tall, og hull som tar imot masse bruker vi trykk (60 bar) og ikke mengde som stoppkriterier.

### Jekking ved injeksjon

Som et resultat av fuktig bergrom etter endt injeksjon i noen områder, ble det diskutert om jekking kunne være en av årsakene. At høyt trykk åpnet nye ganger i berget, men injeksjonsmassen ikke klarte å fange opp oppsprekkingen fra jekking. Sommerstudent Simen Femsteinevik fikk i oppdrag å finne bergets mekaniske styrke med tanke på jekking ved å analysere injeksjonsloggene. Totalt analyserte han 141 stk injeksjonslogger, der hvert enkelthull fra injeksjonsloggene ble gjennomgått. Funnene viser et gjennomsnittlig trykk for jekking på 73,3 bar. Basert på disse funnene ble kriteriet for sluttrykk differensiert til 60 bar ved masseinngang over 200liter, eller 80 bar ved masseinngang under 200liter. Tanken bak er at det må være over en viss mengde væske for at jekking kan oppstå. Med masseinngang lavere enn 200 liter, vil jekking være mindre aktuelt.




*Figur 19 Data som viser trykk for jekking.*

**Utstyr**

Det benyttes 2 stk AMV injeksjonsflak med tilhørende bulksilo. 2 mixere og 2 agitatorer som forsyner 2 stempelpumper hver. Pumpene kan gi inntil 100 bar. Er også utstyrt med akseleratorpumpe som er slave av stempelpumpen. Akseleratorpumpe gir inntil 50 bar.

**Seismikk på stuff og erfaringer så langt på Rogfast**

Seismikk på stuff utføres gjennom hele tunnelens lengde og er et supplement til de andre verktøyene vi har for forundersøkelse på og foran stuff. Sonderboring er fortsatt vårt viktigste verktøy for å avdekke vann og soner. Seismikkens hovedfunksjon vil være å hjelpe byggherren i avgjørelse om behov for eventuell kjerneboring inn mot større soner.

Erfaringen så langt er at seismikk på stuff gir best resultat i fyllitt (sedimentære bergarter) og er lettere å tolke enn gneisen (metamorfe). Seismikk på stuff i gneis klarer ikke å fange opp ugunstig sprekkesett. Har flere tilfeller der områder har høye hastigheter, men som allikevel gav mye sikring og korte salver for å holde profilet. Seismikken indikere vann, men kan ikke si noe om vannmengde. Seismikk i fyllitt gir bedre tolkninger og treffer bedre på bergmassekvalitet og vann.

**Konklusjon**

God bergkvalitet som er bedre enn antatt. Antatte svakhetssoner er ikke påtruffet, bare ved litt redusert bergmassekvalitet.

Krevende injeksjon. Prøvd ulike sementtyper. Pr nå er det hovedsakelig MP650 som benyttes, mens ultrafin er nødvendig for injeksjon i soner med redusert bergmassekvalitet og sleppemateriale.

**KILDER**

*Dagbok E04 Boknafjordtunnelen nord og bilder av: Halvard Brekke, Knut Hausken, Karl E. Tønnesen og Magnar Tuntland.*

*Fjellsprengningsboken-2017, Mælefjelltunnelen-Høye vannlekkasjer, høyt vanntrykk og utfordrende injeksjon*

*Ingeniørgeologisk rapporter Rogfast: Øyvind Dammyr m fl.*

Fjellsprengningskonferansen 2024

# HVOR LENGE ER TUNNELENE TETTE PÅ FORNEBUBANEN?

## Oppnådd resultat og levetidsbetraktninger av systematisk forinjeksjon

***FOR HOW LONG WILL THE TUNNELS STAY DRY ON THE FORNEBU METRO LINE?***

***Achieved results and lifetime considerations of systematic pre-excavation grouting***

Martin Hovda Haugsand, Arild Neby, Ola Woldmo, Oslo kommune Fornebubanen (FOB)

## SAMMENDRAG

Fornebubanen er en ny T-banestrekning i et sammenhengende tunnelsystem mellom eksisterende Majorstuen stasjon og ny Fornebu stasjon. Artikkelen beskriver hvordan tunneldriving har påvirket poretrykket i løsmassene over tunneltraseen og analyserer størrelsen på influensområdet. Hensikten er å dele kunnskap om hvor langt fra tunneltraséen det er registrert terrengendinger som har pågått samtidig med tunneldriving for Fornebubanen.

Det er utført systematisk forinjeksjon med et innlekkasjemål < 4 liter/minutt/100 m tunnel i alle bergrom uansett tverrsnitt. Dette målet er nådd i alle kritiske områder. Det forventes ikke å være behov for permanent kunstig vanninfiltrasjon.

Udrenert vanntett betongutforing var prosjektert i områder hvor forinjeksjon ikke var forventet å gi tilstrekkelig tetthet. Resultatet etter systematisk injeksjon og bruk av innovative prosedyrer har vært så godt at prosjektet har valgt en drenert løsning flere av disse områdene.

Med drenert løsning er man avhengig av at den injiserte bergmassen forblir tett i hele tunnelens levetid. Fornebubanen har innhentet dokumentasjon og forskningsresultater som sannsynliggjør levetid for injeksjonsmaterialene langt utover forventet levetid på infrastrukturen i tunnelen.

## SUMMARY

The Fornebu Metro Line is a new metro line in a continuous tunnel system, between the existing Majorstuen station and the new Fornebu station. The article describes how tunnelling has affected the pore pressure in the soil above the tunnel and analyses the size of the influence area.

Systematic pre-grouting has been carried out with a residual inflow target of < 4 litres/minute/100 m tunnel in all underground rock excavations, regardless of cross-section. The inflow target has been reached in the critical areas of the tunnel. The project does not expect any need for permanent artificial water infiltration.

Undrained watertight concrete liners were designed in areas where pre-excavation grouting was not expected to provide sufficient sealing effect. The result from systematic pre-grouting and the use of innovative grouting procedures, has been sufficient for the project to choose a drained solution.

The pre-grouted drained solution is however depending on the rock mass remaining tight throughout the tunnel's lifetime. Documentation and research from the Fornebu Metro Line indicate that the grouting materials will last significantly longer than the expected lifespan of the tunnel infrastructure.

## INNLEDNING

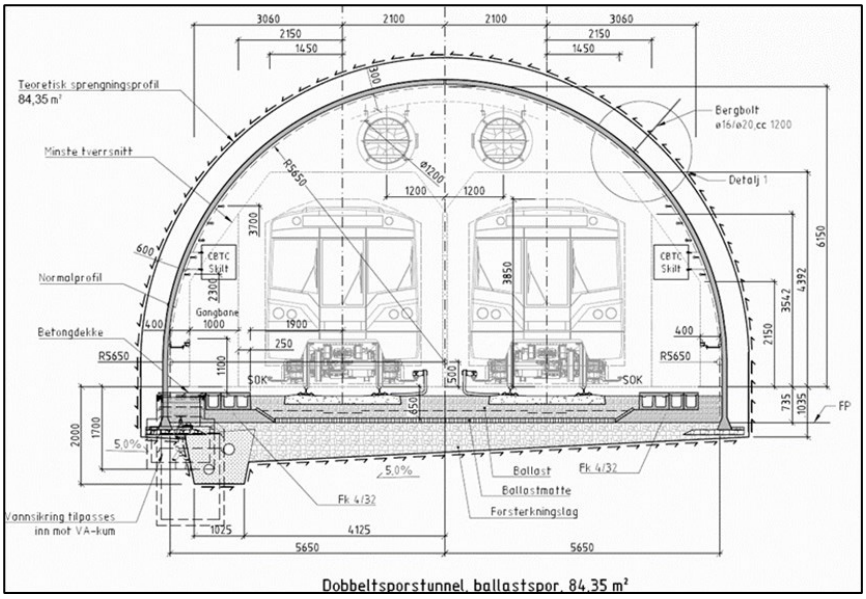
Fornebubanen er et injeksjonsprosjekt. Rundt 1000 skjermer har blitt boret og pumpet over knappe 7 kilometer med drevet tunnel. Det høye antallet skjermer skyldes et omfattende injeksjonsopplegg, særlig i stasjonene. I disse områdene er det benyttet opptil flere skjermer for hver salve. Selv om det gjenstår noe tunneldriving mellom Majorstuen og Skøyen har prosjektet allerede gjort seg noen erfaringer om hvordan injeksjonsopplegget har gått.

## INJEKSJONSSTRATEGI I FORNEBUBANEN

Fornebubanen skal bygges slik at innlekkasje av vann til sjakter, tunneler og bergrom ikke medfører skadelige setninger i løsmassene i prosjektets omgivelser. Denne forutsetningen har vært med i prosjektet gjennom hele reguleringsprosessen og i en tidlig fase var det forslått å bygge hele Fornebubanen med en udrenert, vanntett betongutforing i hele tunnelens lengde. Udrenert betongutforing er en svært komplisert og kostbar løsning, og i de endelige planene er det bare prosjektert udrenert løsning i de med sensitive områdene hvor man ikke forventet å oppnå tilstrekkelig tetthet med forinjeksjon. Tettestrategien gjennomføres i to faser:

**Fase 1** – Forinjeksjon av bergmassen med en injisert tettesone som ligger 5–7 m utenfor teoretisk sprengningsprofil. Dybden på tettesonen tilpasses lengde på sikringsbolter for å unngå punktering.

**Fase 2** – Etablering av membranhvelv sikret med sprøytebetong. Vannsikringshvelvet består av forankring - opphengsbolter, sveiset membran, nettarmering og sprøytebetong med polypropylen fiber som brannisolasjon. Hvelvet bærer alle tekniske installasjoner i tunnelen ved at montasjebolter for tekniske installasjoner forankres i sprøytebetongen uten gjennomgående bolter til berget.




*Figur 1. Vannsikringsløsning i Fornebubanen*

### *Hovedtrekkene i injeksjonsstrategien*

Målet for innlekkasjer er < 4 l/minutt/100 m tunneltrasé uansett tverrsnitt og antall tunnelløp. Dette var regnet som tilstrekkelig for å unngå setninger som kan gi skade på natur, eiendom og infrastruktur. Ved å oppnå innlekkasjemålet med forinjeksjon kunne vanntett støp erstattes med drenert løsning. Injeksjonsprosedyrene er tilpasset geologi og overdekning.

- Skjermlengde varierende fra 15 m til 27 m
- Hullavstand på odd varierende fra 1,5 til 2 m avhengig av injeksjonsklasse
- Stikk varierende fra 5 m til 7 m utenfor profilet og er tilpasset boltelengde
- Avstand mellom skjermene varierer med 1 salve, 2 eller 3 salver avhengig av injeksjonsklasse
- Kontrollboring gjøres systematisk for verifisering av vellykket injeksjonsrunde
- Alltid minimum 9 m overlapp mellom injeksjonsskjermene
- Stoppkriterier gitt både på trykk og mengde for hvert hull
- I områder med lav overdekning benyttes samme v/c-tall og trinnvis redusert injeksjonstrykk med økende mengde som stopp kriterium (GIN prinsippet)
- Benytte så høyt injeksjonstrykk som berget tåler før det jekkes (25 – 35 bar)
- Mengdebegrensning per hull tilpasset overdekning (500 – 2000 kg)
- Bruk av sperreskjermer med kolloidal silika ved liten overdekning mot elver og bekker
- Styrt herding for å stoppe utganger i stuff eller til omgivelsene
- Resepter/materialer tilpasset injeksjonsklassene

*Figur 2. Seksjon injisert med ultrafin sement i trompet mot Skøyen stasjon (Foto: Fornebubanen v/ Eirik Hannestad)*

Injeksjonsmaterialene som er benyttet i Fornebubanen er i hovedsak mikrosement og ultrafin sement. Det er i tillegg benyttet kolloidal silika, av typen silikasol, i kritiske områder med kort avstand til vassdrag og sårbare naturtyper. Silikasol har gitt svært gode resultater.

Berghallen for Lysaker stasjon ligger under Møllefossen i Lysakerelva og har bergoverdekning ned mot 7 m. Berghallen er ca. 200 m lang og har et tverrsnitt på 300 $m^2$. Det ble utført injeksjon med sperreskjerm over hovedskjerm. Sperreskjermen ble injisert med silikasol og det ble boret hovedskjerm for hver salve (6 m) hvor annenhver skjerm ble injisert med mikrosement og silikasol. Målt innlekkasje i berghallen for Lysaker stasjon er 0,5 liter/minutt/100 m.

## INJEKSJONSMATERIALENES BESTANDIGHET

Sporveien, som skal drifte tunnelene, er opptatt av at T-banetunnelene forblir tette med den valgte løsningen og har bedt Fornebubanen om å dokumentere levetiden for en injisert tunnel. Dette er relevant da setningssensitive områder som var prosjektert med udrenert utstøping, nå blir vannsikret med drenert hvelv.

I Håndbok N 500 (2016) fra Statens Vegvesen blir begrepet «levetid» erstattet med ordlyden, *dimensjonerende brukstid* i tråd med Eurokodene.

*Dimensjonerende brukstid skal være:*

- *100 år for tunnelkonstruksjonen, inklusive drens- og overvannssystem, og føringsveier for kabler i grunnen.*
- *50 år for vann- og frostsikringskonstruksjon, teknisk infrastruktur som kabler inklusive føringsveier i tunnelrommet*
- *25 år for tekniske installasjoner.*

**Sementbasert injeksjonsmasse**

I Fornebubanen benyttes mikrosement og ultrafin sement avhengig av injeksjonsklasse. Standard injeksjonsmasse er mikrosement med d95 < 25 mikron. Slik masse er benyttet på 75 % av tunnel lengden. I områder med stor løsmassemektighet og stort skadepotensiale ved eventuelle setninger benyttes ultrafin sement. Dette er finmalt portlandsement uten tilsetning av substitutter eller pozzolaner. Dette er en CEM I 52,5 fra Heidelberg Materials i Norge og Sverige. All injeksjonssement er tilsatt superplastiserende tilsetningsstoff.

Injeksjon med sement har lang tradisjon både i Norge og internasjonalt. Det er ikke funnet noen rapporter om at tunneler over tid fått øket lekkasje pga. utvasking eller desintegrasjon av injeksjonsmassen. I miljø med surt vann og/eller der det er høyt sulfatinnhold i grunnvannet, kan teoretisk sett sement-basert injeksjonsmasse med forholdsvis høyt v/c-tall angripes. Det er imidlertid ikke kjent at dette har medført økt lekkasje over tid, selv ikke i områder med alunskifer.

**Mineralbasert (ikke kjemisk) injeksjonsmasse**

Kolloidal silika, av typen silikasol, er benyttet i områder med høye krav til tetthet og lav bergoverdekning. Silikasol benyttes alltid i kombinasjon med mikrosement slik at annenhver skjerm injiseres med mikrosement og silikasol.

Silikasol (> 40 % $SIO_2$) er et alternativ til lavviskøs kjemisk injeksjonsmasse av den typen som ble benyttet i Romeriksporten sist på nittitallet. Den store forskjellen er at silikasol er en miljøvennlig og ikke merkepliktig mineralsk løsning. Herdeprosessen aktiviseres ved at silikasol tilsettes en aktivator. Aktivatoren består av salt og vann. Herdetiden kan styres fra noen titalls minutter til flere timer avhengig av aktivatordosering. Ved store vannstrømmer i berget og ved vanntrykk > 20bar er silikasol mindre egnet da forholdsvis lav fasthet kan medføre utvasking i tidligfase før herding.

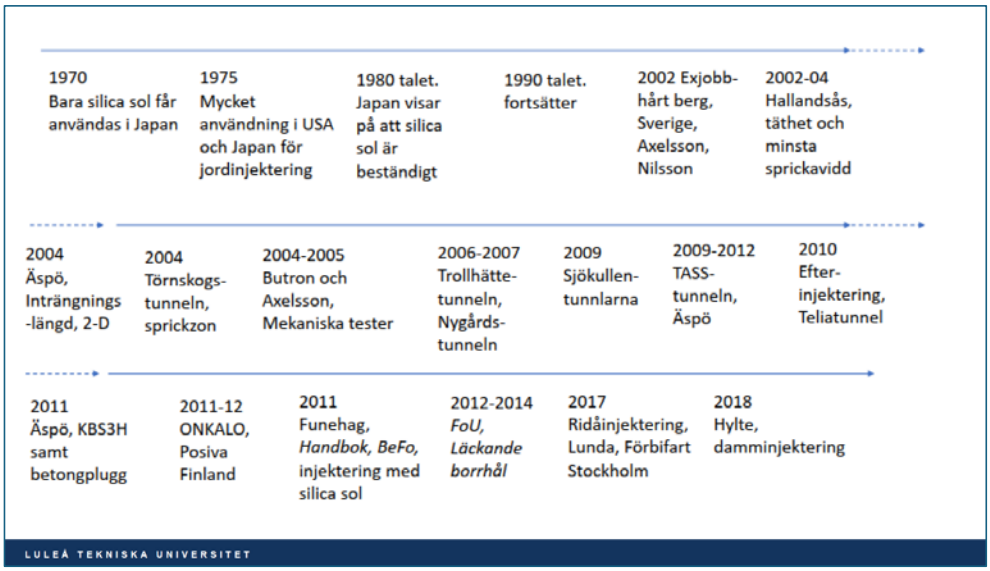
Karakteristisk fasthet etter 28 døgn er < 1 MPa. I herdet tilstand vil silikasol krympe i tørre omgivelser, men beholder sitt volum uten å krympe i en bergmasse under grunnvannsnivå. I løsninger med silikainnhold over 90 % vil silikasol over lang tid omdannes til mineraloidet opal. Tester og erfaring viser at i vannførende bergarter med relativt små sprekkesystemer, er berginjeksjon med silikasol svært effektivt som fintetting.

*Figur 3. Berghallen for Lysaker stasjon er injisert med kolloidal silika i sperreskjerm og mikrosement + kolloidal silika i annenhver hovedskjerm (Foto: Fornebubanen v/ Geir Olav Larsen)*

**Forskning på bestandighet av injeksjonsmasse**

I Sverige har det gjennom årene vært gjort mye laboratorieforskning på silikageler. Konklusjonen fra denne forskningen er at silikageler betraktes for å være stabile i flere hundre år selv i svært korrosive miljøer (Sörgaard, C, 2020). I Sverige har silikasol blitt brukt i flere tunnelprosjekter siden tidlig på 2000-tallet. Disse tunnelene er forinjisert med både sementbasert masse og kolloidal silika (silikasol).

Prof. Johan Funehag ved Luleå Tekniske Universitet (LTU) er den forskeren i Norden med mest erfaring med bruk av silikasol for berginjeksjon. I februar 2023 arrangerte Fornebubanen sammen med NGI, NTNU, LTU og Fornebubanens prosjekterende rådgiver PGF (Multiconsult og COWI) en 2 dagers workshop. Temaet var injeksjonsteknikk og injeksjonsmaterialer. Her ble erfaringer og dokumentasjon fra forskning på bestandighet av injeksjonsmasse basert på Portland sement og silikasol presentert og diskutert.




*Figur 4. Tidslinje for bruk at silikasol ved berginjeksjon globalt (Johan Funehag LTU)*

Prosjekteringsgruppen Fornebubanen (PGF) laget en rapport med tittelen *Dokumentasjon av levetid for injisert tunnel PGF 15.04.2024*. I rapporten konkluderes det med at det er PGFs og FOBs oppfatning at bestandigheten av den injeksjonen som utføres på Fornebubanen, med god margin, tilfredsstiller kravet om 100 års levetid/dimensjonerende brukstid.

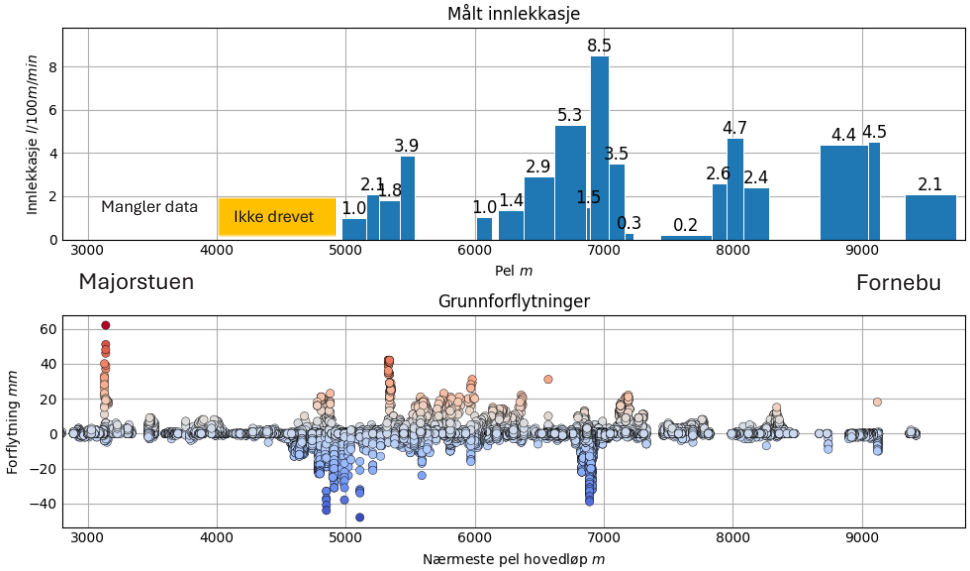
Svensk Kärnbränslehandtering AB (SKB) i utførte i 2004 og 2011 omfattende testing av injeksjonsmaterialer i sitt berglaboratorium i Äspö ved Oskarshamn kjernekraftverk. Silkasol vil inngå i injeksjonsmaterialene som skal benyttes for å hindre forurensning av grunnvann fra lagring av radioaktivt avfall i dype berghaller.

I Onkalo, Finland, har Posiva Oy prosjektert og bygget bergrom på 450 m dyp for lagring av avfall fra finske kjernekraftverk, berget er injisert med sement og delvis med silikasol som fintettingsmateriale.

Finlands og Sveriges beslutninger om å bruke kombinasjoner av sement og silikasol til berginjeksjon i sine sluttdeponier for kjernefysisk avfall, sier det meste om antatt bestandighet. Kravene til tetthet for disse lagrene er ekstreme, og lagrenes brukstid har tidshorisonter på mange hundre tusen år.

## INNLEKKASJEMÅLINGER HOS FORNEBUBANEN

Det er utført terskelmålinger for nesten hele tunnelen som til nå er drevet. Målingene er utført under stans i drivingen i romjul, påske og sommer, for å ikke være påvirket av driftsvann. Figur 5 viser den målte innlekkasjen korrelert med setningsdata. Enkelte av terskelmålingene er så lave at det nærmest ikke er målbart. Størst innlekkasje er målt ved profil 7000. Størst setning har det vært rundt profil 5000 og 7000. Figuren viser også betydelige hevinger.

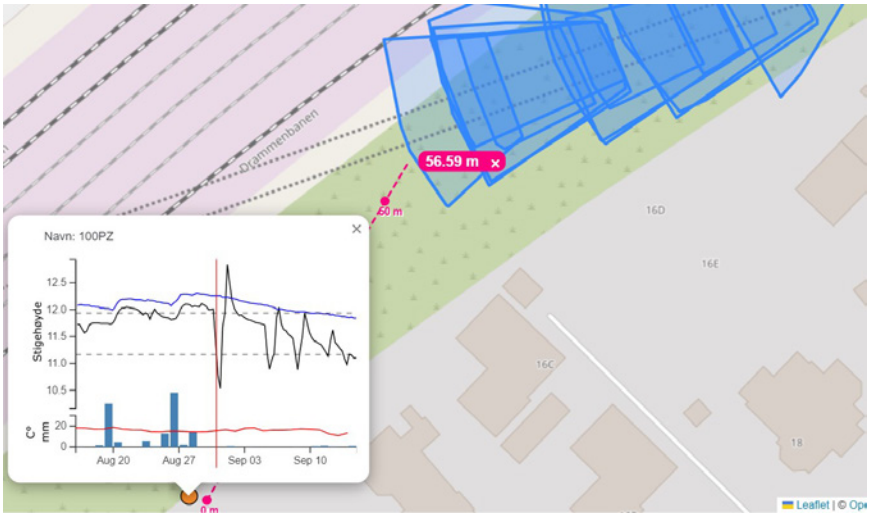



*Figur 5. Målt innlekkasje og grunnforflytning.*

## PORETRYKK

Det er installert 225 poretrykksmålere langs traseen. Disse har en loggefrekvens på 1 måling hver 4 time. Under driving av tunnelene har det vært mulig å følge med på hvordan grunnvannet har blitt påvirket av både boring og pumping. Ved en direkte kobling ser poretrykkets stigehøyde ut som et «hjerteslag». Poretrykksnivået faller etter injeksjonsboring og øker igjen, ofte over normal høyde, under injeksjonen. I enkelte målere har det vært utslag på flere meter, se Figur 6.

Langtidspåvirkningen på poretrykkshøyden er svært vanskelig å skille fra sesongvariasjoner i nedbør og temperatur. I de målerne som har lang nok tidsserie, så virker 4 målere å ha en permanent poretrykkssenkning på omtrent 1 meter hver. Det er observert flere tilfeller av at grunnvannsnivået senker seg mens tunnelen drives forbi. Idet tunnelen har passert, og det har gått noe tid, returnerer stigehøyden i måleren til opprinnelig nivå.

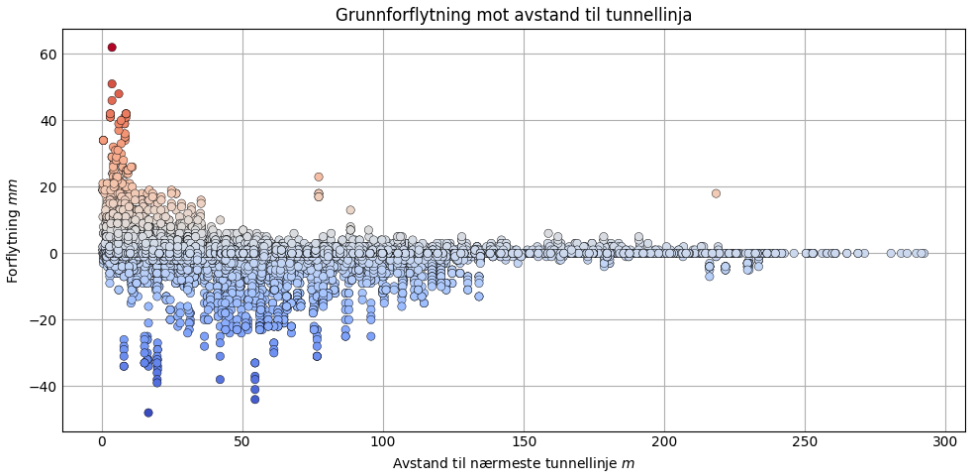



*Figur 6. Grunnvannsnivåendring fra boring og injeksjon. Nivåfall under og etter boring. Under injeksjon stiger nivået før det synker igjen. Påfølgende boringer og injeksjonrunder kan sees.*

Avstanden fra stuff til målere som har hatt direkte kobling har variert fra 30 til 155 meter.

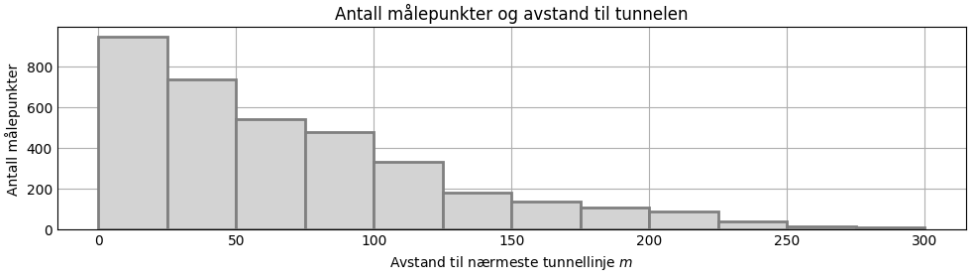
## ENDRINGER I TERRENGHØYDEN

Som en del av bygningsinspeksjonsprogrammet er det utført setningskontrollmålinger. Totalt har prosjektet 3671 målepunkter fra Majorstuen til Fornebu. Målepunktene er hovedsakelig plassert på bygg. Hvert bygg har flere målepunkter og hvert punkt er målt flere ganger i løpet av byggetiden. Målefrekvensen er hyppigere idet tunnelen passerer punktet. Noen objekter ble da målt nesten månedlig. I Figur 7 er alle disse punktene plottet mot punktets korteste avstand til nærmeste tunnellinje. Dette inkluderer tverrslags- og rømningstunneler.



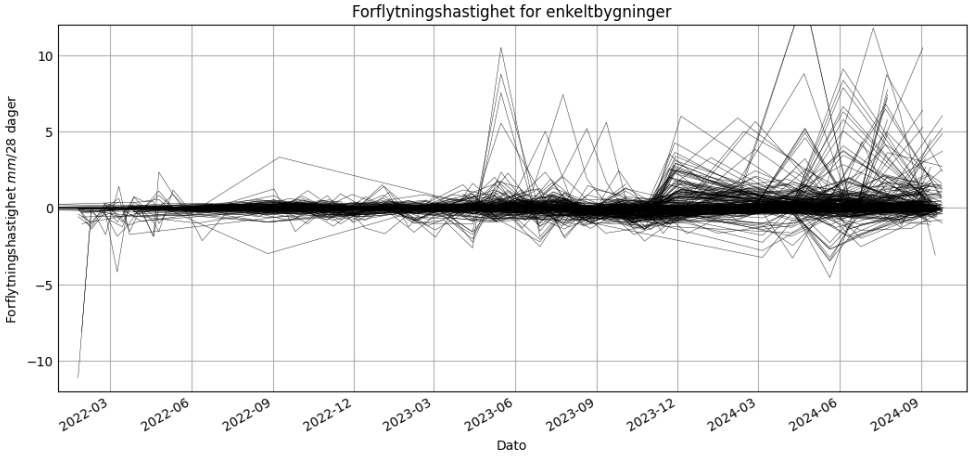

*Figur 7. Setninger og hevinger langs Fornebubanen.*

Figur 7 viser at det har vært vel så mye, om ikke mer, heving av grunnen. Særlig er det målt heving like over tunnelen, mens setningene dominerer ca. 50 meter ifra. Mer enn 150 meter fra tunnelen er det målt lite bevegelse. Figur 8 viser antall målepunkter og deres avstand fra tunnelen. De fleste målepunkter befinner seg nærme tunnelen.



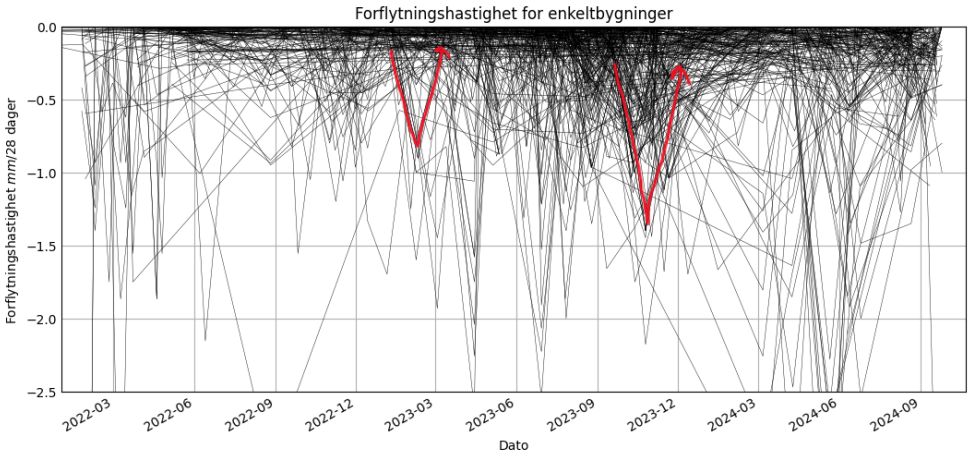

*Figur 8. Måleprogrammets avstander til tunnelen.*

Figur 9 viser setning og hevingshastighet for hele prosjektet. Hver linje representerer ett besiktigelsesobjekt som f.eks. ett bygg. Ett bygg kan bestå av flere målepunkt. Disse er da snittet for bygget. Fra figuren er det tydelig at det er hevingen som har størst hastighet. Men at disse faller mot 0 etter å ha nådd ett toppunkt.




*Figur 9. Forflytningshastighet for hele prosjektet.*

Figur 10 setter søkelys på setningshastighetene. Ut fra linjene kan man se at setningshastigheten går mot 0 igjen etter å ha nådd ett topp-punkt.




*Figur 10. Setningshastighet for enkeltbygninger. Følger man linjene så avtar alle setningshastighetene etter å ha nådd ett toppunkt.*

## DISKUSJON

Det er tydelig at prosjektet har hatt både setninger og hevinger. Hevingene må antas å være forårsaket av injeksjonen. Tegn på jekking av berget er observert i form av sementfyllinger i subhorisontale sprekker. Hevingen kan ha forskjøvet inntrykket av setningene. Der hvor hevingen er større enn setningene vil dette kun se ut som en heving.

Fornebubanen har vært utprøvende for nye injeksjonsmidler og metoder. Særlig i stasjonene har det vært lagt ned en stor injeksjonsinnsats for å unngå vanntett støp. Resultatene fra stasjonene er svært gode, med terskelmålinger under 0,5 l/min/100m tunnel og knusktørr sprøytebetong. Områdene med større lekkasje kommer ifra tunnelløpene. Der har det vært benyttet et mer tradisjonelt injeksjonsopplegg, med mål om 3 salver mellom hver skjerm.

## KONKLUSJON

Erfaringen fra Fornebubanen viser at graden av tetthet er proporsjonal med injeksjonsinnsatsen. Prosjektet viser også at det mulig å oppnå et svært tett resultat i de sedimentære bergartene (inklusive intrusivganger) som tunnelen ligger i.

## KILDER:

Prosjekteringsgruppen Fornebubanen PGF, 2024, Rapport *Dokumentasjon av levetid for injisert tunnel,* 15.04.2024

J.Funehag, 2024, *Silika Sol och Vestlenken, Workshop,* 20.02.2024

A.Neby og O.Woldmo, 2023, *Blir tunnelene på Fornebubanen tette*. Fjellsprengningskonferansen, 23.11.2024

## Partnere ved Fjellsprengningskonferansen 2024

**GULL:**

ORICA

www.orica.no

FORCIT EXPLOSIVES

www.forcitexplosives.no

**SØLV:**

AUSTIN POWDER

COWI

Metrostav Norge AS

Multiconsult

Norconsult

PINI SMART ENGINEERING

PRETEC Let's connect

SWECO

**Arrangører**

**Norsk forening for fjellsprengningsteknikk**

**Norsk Bergmekanikkgruppe**

**ISBN: 978-82-8208-081-1**

www.konsis.no