

2012

FJELLSPRENGNINGSDAGEN

Oslo, 22. november 2012

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 23. november 2012

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 23. november 2012



ARRANGØR:



**Norsk Jord og
Fjellteknisk Forbund**

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 22. november 2012

BERGMEKANIKK

Oslo, 23. november 2012

GEOTEKNIKK

Oslo, 23. november 2012

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:

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

C Forfatterne, 2012

ISBN: 978-82-8208-033-0

Fjellsprenningsdagen

22. november 2012

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk*

Bergmekanikkdagen

23. november 2012

Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen

23. november 2012

Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprenningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 22. – 23. november 2012.

Årets arrangement er det 50. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

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

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

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

TORS DAG 22. NOVEMBER

Møteleder: *Konserndirektør Hanna Rachel Broch, Skanska Norge AS*

- 0900 1. Velkommen – åpning**
Cand.Scient Jan Kristiansen, Multiconsult AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- 0920 2. Large TBM projects in Switzerland – Experience and state of the art – Part I**
Felix Amberg, Amberg Engineering Ltd
- 0940 3. Oslos avløpsprosjektet Midgardsormen. Utfordringer på strekningen Gamlebyen – Bekkelaget**
Gunnar Asting, Norconsult AS, Ole Jørgen Aakre, Veidekke
- 1000 4. Sprengning brukt som metode for rassikring på FV 255 over Grosberg gård**
Egil Rolstad, Rolstad as, Kjell Arne Jøndal, Statens vegvesen Region Øst
- 1020 Pause**
- 1040 5. Rv13 Ryfast – verdens lengste undersjøisk tunnel kombinert med høytrafikkert bytunnel**
Gunnar Eiterjord, Statens vegvesen Region vest
- 1100 6. Knapphet på byggeråstoffer – behov for bedre forvaltning?**
Rolv Dahl, Norges geologiske undersøkelse (NGU)
- 1120 7. VEAS-tunnelen – 35 år og endelig tett !**
Lars Bjerkeli, Skanska Teknikk
- 1140 8. Historisk kvarter – Kåseri om Trollstigen**
Ivar Hol, Statens vegvesen
- 1200 Lunsj**
- Møteleder:** *Prosjektdirektør Erik Frogner, Norconsult AS*
- 1300 9. Nytt fra NFF**
Sivilingeniør Heidi Berg, Vianova Systems AS
- 1315 10. Vanntett permanent tunnelkledning med sprøytebetong og sprøybar membran. Status for pågående forskningsprosjekt**
PhD kandidat Karl Gunnar Holter, Inst for geologi og bergteknikk, NTNU
- 1335 11. Voss – Arna – Plansamarbeid mellom Jernbaneverket og Statens vegvesen**
Arnfinn Ansok, SVV Region vest, Lars Chr. Stendal, JBV Region vest

- 1355 12. **Hvordan kan kompetanse utnyttes best mulig? Er det samsvar mellom beskrivelsestekster og optimale tekniske og økonomiske løsninger?**
Ruth Haug, Leonhard Nilsen & Sønner AS
- 1415 **Pause**
- 1435 13. **St. Gotthard-tunnelen – Core Challenges in the Heart of the Alps**
Olivier Böckli, Implen AG
- 1455 14. **Kargi Hydropower Plant Tyrkia – driving av 11,5 km lang og 9,8 m diameter tunnel med ny Robbins Double Shield TBM**
Vice President Øystein Lilleland, Statkraft South East Europe
- 1515 15. **Overgangsordningen for sprengningssertifikater nærmer seg slutten. Status / utfordringer / regelverk**
Frode Moseng Andersen, Maskinentreprenørenes Forbund (MEF)
- 1535 **Pause**
- 1550 16. **Er samhandlingsfasen verdt investeringen ? Om samhandling i Fellesprosjektet E6 – Dovrebanen, FP2**
Elin Hermanstad Havik, Statens vegvesen, Jørn Gjennestad, JV Veidekke-Hochtief, Erik Frogner, Norconsult
- 1610 17. **Kontraktstrategi for store jernbaneprosjekter**
- Hvilke utfordringer står vi ovenfor og hvordan bør disse håndteres gjennom gode kontrakter ?
- Eksempel fra Follobanen
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
- 1630 18. **Suksessfaktorer i relasjon til suksess vid globale prosjekter – Norsk tunnelteknologi**
Susanne Nævermo-Sand, Rana Utviklingsselskap as
- 1650 **Slutt for dagen**
- 1945 **Middag**

FREDAG 23. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK 2012

*Møteleder: Ph.D Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk
(formann i Norsk Bergmekanikkgruppe)*

Fellessesjonen Bergmekanikk og Geoteknikk

- 0900 19. Large TBM projects in Switzerland – Experience and state of the art – Part II**
Johannes Gollegger, Amberg Engineering Ltd
- 0920 20. SafeLand – et EU finansiert forskningsprosjekt om evaluering av skredrisiko**
*Bjørn Kalsnes, Norges geotekniske Institutt (NGI) / ICG
Farrokh Nadim, International Centre for Geohazards (ICG)*
- 1000 21. Fra kvikkleire til dypforvitret berg**
Resultater fra grunnundersøkelser langs ny Rv23 mellom Linnes og Dagslet i Lier og Røyken kommuner
Jan K. G. Rohde, Sweco Norge AS
- 1020** Pause

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: Ph. D. Kristin H. Holmøy, SINTEF (formann i NBG))

- 1100 22. Lederens 10 minutter**
Ph. D. Kristin H. Holmøy, SINTEF
- 1110 23. Injeksjon og frakturering på sokkelen**
Therese Scheldt, Statoil
- 1140 24. Analyse av skråningsstabilitet i Bjørnevatnbruddet i Sydvaranger**
Ida Soon Brøther Bergh, SINTEF Byggforsk
- 1200** Lunsj
- 1300 25. Utslagssalve for kraftverk i India**
Thomas Korssjøen Mathiesen, Norconsult AS
- 1320 26. Tunneldriving i svellende bergarter**
Werner Stefanussen, Sweco Norge AS
- 1340 27. Nummerisk modellering i bergteknikk: hva det og kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger**
Nghia Trinh, SINTEF

1400 Pause

1420 28. Stability analysis of the gates in Svea Nord coal mine, Svalbard, by numerical modelling
Mahdi Shabanimashcool, Ph.D-student NTNU

1440 29. Uttrekkforsøk på innstøpte bolter i alunskifer
Andreas Ongstad, Norconsult AS

1500 30. Høye bergspenninger i kraftstasjon ved Tala vannkraftverk i Bhutan
Charlie C. Li, NTNU

1520 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet (formann i NGF)

1100 31. Lederens 10 minutter
Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

1110 32. Seismisk analyse og dimensjonering av tunneler
Farzin Shahrokhi, Rambøll Norge AS

1130 33. Geofysiske kartlegging av risiko for kulturminne ifm prosjektering av nye Dronning Eufemias gate
Andreas Aspmo Pfaffhuber, NGI

1150 Lunsj

1250 34. Nordenga bru – utfordrende fundamentering over sporområdet på Oslo Sentralstasjon
Kari Tilrem Ørjavik, Geovita as

1310 35. Krevende sikring og oppgradering av kaianlegg i Glomfjord. Fundamentering med RD-peler (borede stålrørspeler) viktig del av prosjektet
Harald Ihler, Ruukki Norge AS

1330 36. To år med NS-EN standarder. Hva er erfaringene ?
Lars Mørk, Multiconsult AS

1350 Pause

1410 37. Geometri og struktur av bruddsoner rundt vingebor i kvikkleire
PhD-student Anders Samstad Gylland, NTNU

- 1430 38. **Grilstad marina – utbygging av en ny bydel i Trondheim**
Odd Magne Solheim, Multiconsult AS
- 1450 **Pause**
- 1510 39. **Håndtering av bløte grunnforhold undervann: Erfaring fra fylling i Vangsvatnet**
Krishna Aryal, Sweco Norge AS
- 1530 40. **Cheves Hydropower Project – Peru**
Geoteknikk og andre utfordringer ved vannkraftutbygging i Andesfjellene, Peru
Ola Ellingbø, Norconsult AS
- 1550 **Slutt**
- 1730 **Middag – Geoteknikk**

1. **Velkommen – åpning**
Cand.Scient Jan Kristiansen, Multiconsult AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
2. **Large TBM projects in Switzerland – Experience and state of the art – Part I**
F. Amberg, A. Dierolf, J. Gollegger, Amberg Engineering Ltd
3. **Oslos avløpsprosjektet Midgardsormen. Utfordringer på strekningen Gamlebyen – Bekkelaget**
Gunnar Asting, Norconsult AS, Ole Jørgen Aakre, Veidekke ASA
4. **Sprengning brukt som metode for rassikring på FV 255 over Grosberg gård**
Jan Kristiansen, Multiconsult AS, , Kjell Arne Jøndal, Statens vegvesen Region Øst, Egil Rolstad, Egil Rolstad as
5. **Rv13 Ryfast – verdens lengste undersjøisk tunnel kombinert med høgtrafikkert bytunnel**
Gunnar Eiterjord, Statens vegvesen Region vest
6. **Knapphet på byggeråstoffer – behov for bedre forvaltning?**
Rolv Dahl, Eyolf Erichsen, Norges geologiske undersøkelse (NGU), Stein Erik Hansen, Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (DMF)
7. **VEAS-tunnelen – 35 år og endelig tett !**
Lars Bjerke, Skanska Norge
8. **Historisk kvarter – Kåseri om Trollstigen**
Ivar Hol, Statens vegvesen
9. **Nytt fra NFF**
Sivilingeniør Heidi Berg, Vianova Systems AS
10. **Vann tett permanent tunnelkledning med sprøytebetong og sprøythar membran. Status for pågående forskningsprosjekt**
PhD kandidat Karl Gunnar Holter, Inst for geologi og bergteknikk, NTNU
11. **Voss – Arna – Plansamarbeid mellom Jernbaneverket og Statens vegvesen**
Lars Chr. Stendal, Jernbaneverket, Arnfinn Ansok, Statens vegvesen
12. **Hvordan kan kompetanse utnyttes best mulig? Er det samsvar mellom beskrivelsestekster og optimale tekniske og økonomiske løsninger?**
Ruth Haug, Leonhard Nilsen & Sønner AS

13. **St. Gotthard-tunnelen – Core Challenges in the Heart of the Alps**
Olivier Böckli, Philip Müller, Implen AG
14. **Kargi Hydropower Plant Tyrkia – driving av 11,5 km lang og 9,8 m diameter tunnel med ny Robbins Double Shield TBM**
Øystein Lilleland, Marit H. Flood, Statkraft South East Europe
15. **Overgangsordningen for sprengningssertifikater nærmer seg slutten. Status / utfordringer / regelverk**
Frode Mosenget Andersen, Maskinentreprenørenes Forbund (MEF)
16. **Fellesprosjektet E6 – Dovrebanen, parsell FP2 Brøhaug – Strandlykkja Er samhandlingsfasen verdt investeringen ?**
Elin Hermanstad Havik, Statens vegvesen, Jørn Gjennestad, JV Veidekke-Hochtief, Erik Frogner, Ellen Melander, Norconsult
17. **Kontraktstrategi for store jernbaneprosjekter**
- Hvilke utfordringer står vi ovenfor og hvordan bør disse håndteres gjennom gode kontrakter ?
- Eksempel fra Follobanen
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
18. **Suksessfaktorer i relasjon til suksess vid globale prosjekter – Norsk tunnelteknologi**
Susanne Nævermo-Sand, Rana Utviklingsselskap as

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK 2012

19. **Large TBM projects in Switzerland – Experience and state of the art – Part II**
Johannes Gollegger, H. Wannenmacher, Amberg Engineering Ltd
20. **SafeLand – et EU finansiert forskningsprosjekt om evaluering av skredrisiko**
Bjørn Kalsnes, Norges geotekniske Institutt (NGI) / ICG
Farrokh Nadim, International Centre for Geohazards (ICG)
21. **Fra kvikkleire til dypforvitret berg**
Resultater fra grunnundersøkelser langs ny Rv23 mellom Linnes og Dagslet i Lier og Røyken kommuner
Jan K. G. Rohde, Knut Henrik Skaug, Sweco Norge AS

BERGMEKANIKKDAGEN

- 22. Lederens 10 minutter**
Ph. D. Kristin H. Holmøy, SINTEF
- 23. Injeksjon og frakturering på sokkelen**
Therese Scheldt, Jamie S. Andrews, Statoil ASA
- 24. Analyse av skråningsstabilitet i Bjørnevatnbruddet i Sydvaranger**
Ida Soon Brøther Bergh, SINTEF Byggforsk Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk / NTNU
- 25. Utslagssalve for kraftverk i India**
Thomas Korssjøen Mathiesen, Norconsult AS
- 26. Tunneldriving i svellende bergarter**
Werner Stefanussen, Sweco Norge AS
- 27. Numerisk modellering i bergteknikk: hva det og kan brukes til, fordeler og ulemper, programvare og begrensninger**
Nghia Trinh, Kristin Hilde Holmøy, SINTEF
- 28. Stability analysis of the gates in Svea Nord coal mine, Svalbard, by numerical modelling**
Mahdi Shabanimashcool, Ph.D-student NTNU, Charlie C Li, professor NTNU
- 29. Uttreksforsøk på innstøpte bolter i alunskifer**
Jan Bergh-Christensen, Andreas Ongstad, Norconsult AS
- 30. Høye bergspenninger i kraftstasjon ved Tala vannkraftverk i Bhutan**
Charlie C. Li, Gorab Dorji, NTNU, Rajinder Kumar Bhasin, NGI

GEOTEKNIKKDAGEN

- 31. Lederens 10 minutter**
Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- 32. Seismisk analyse og dimensjonering av tunneler**
Farzin Shahrokhi, Rambøll Norge AS
- 33. Geofysiske kartlegging av risiko for kulturminne ifm prosjektering av nye Dronning Eufemias gate**
Andreas Aspmo Pfaffhuber, Sara Bazin, Helgard Anschütz, Matthew J. Lato, NGI, Hilde Vangstad, Norsk Maritimt Museum, Ian Markey, Statens vegvesen Bjørvikaprojektet, Kristine Reiersen, Leif Håvard Lundø Vikshåland, Oslo kommune Byantikvaren

34. **Nordenga bru – utfordrende fundamentering over sporområdet på Oslo Sentralstasjon**
Kari Tilrem Ørjavik, Geovita as
35. **Krevende sikring og oppgradering av kaianlegg i Glomfjord. Fundamentering med RD-peler (borede stålrørspeler) viktig del av prosjektet**
Harald Ihler, Ruukki Norge AS
36. **To år med NS-EN standarder. Hva er erfaringene ?**
Lars Mørk, Andreas Berger, Odd Arne Fauskerud, Leif Olav Bogen, Multiconsult AS
37. **Geometri og struktur av bruddsoner rundt vingebor i kvikkleire**
MSc. Anders Samstad Gylland, NTNU
38. **Grilstad marina – utbygging av en ny bydel i Trondheim**
Odd Magne Solheim, Multiconsult AS
39. **Håndtering av bløte grunnforhold undervann: Erfaring fra fylling i Vangsvatnet**
Krishna Aryal, Sweco Norge AS
40. **Cheves Hydropower Project – Peru**
Geoteknikk og andre utfordringer ved vannkraftutbygging i Andesfjellene, Peru
Ola Ellingbø, Norconsult AS

Cand.Scient Jan Kristiansen, Multiconsult AS
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenkningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

LARGE TBM PROJECTS IN SWITZERLAND – EXPERIENCE AND STATE OF THE ART**Part 1**

F. Amberg, A. Dierolf, J. Gollegger, Ch. Mueller

Amberg Engineering Ltd., Switzerland

ABSTRACT

The TBM tunnelling technique has improved significantly over the last decades and is continuously gaining market share. Switzerland has a great deal of experience with large TBM projects. In the following, a historical review with milestones in TBM development is given. The choice of the tunnel method is critical for the success of such projects. The large projects are very challenging in terms of logistical aspects and finding the best contract strategy.

INTRODUCTION

Switzerland has more than 40 years of experience in TBM tunnelling with large diameters, which are necessary for motorway and railway tunnels. Many tunnels have been successfully constructed under varying geological conditions with different types of TBMs. The technique has been constantly improved and is well-established in our days. A wide range of site conditions and clients requirements can be fulfilled using a TBM for tunnel excavation.

The first part gives a historical overview of all large TBM projects in Switzerland and explains the development of TBM tunnelling over the last decades using a few representative examples.

LARGE TBM TUNNELS IN SWITZERLAND**Timeline**

In Switzerland, the first TBM headings were accomplished in the late sixties, early seventies of the last century. Based on the experience from the construction of tunnels with small diameters for hydropower plants, the full-face heading with TBM was developed. This enabled the first TBM operations in 1969 at the Sonnenberg and 1970 at the Heitersberg tunnel. Later on, there had been no more mechanical headings until 1980. With the construction of the Gubrist tunnel in 1980, the evolution of the TBM heading restarted and has continued until today. In this context, the decisive role which the clients played in the introduction of TBM technology into Switzerland has to be mentioned: For the Heitersberg bore, the Swiss Railways as a client bought the TBM which was later on used by the contractor. Innovations in large diameter TBM tunnelling have depended on the supportive role of the clients – in those days and nowadays as well!

Table 1 shows the history of large TBM projects in Switzerland.

Year	Tunnel	Diameter	Length	TBM Type
1970	Sonnenberg	10.64 m	2.8 km	Reaming
1971	Heitersberg	10.65 m	2.6 km	Gripper
1980	Gubrist	11.50 m	6.0 km	Shield
1980	Gäsi	11.00 m	3.1 km	Reaming
1984	Zürichberg	11.50 m	4.2 km	Shield
1986	Neuenburg	11.30 m	5.1 km	Reaming
1989	Sachselsn	11.76 m	5.8 km	Shield
1989	Bözberg	11.87 m	6.0 km	Shield
1989	Grauholz	11.60 m	5.3 km	Mix-shield
1990	Mont Russlin	11.87 m	3.3 km	Shield
1990	Locarno	10.80 m	4.9 km	Reaming
1995	Arrisoules	11.76 m	5.8 km	Shield
1995	Pomv	11.67 m	5.3 km	Shield
1995	Adler	12.58 m	4.2 km	Shield
1997	Zugwald / Vereina	7.69 m	1.9 / 11.1 km	Gripper
1997	Murgenthal	12.03 m	4.3 km	Shield
1997	Sauges	11.00 m	3.4 km	Reaming
1998	Brunau-Zürich	12.36 m	2.7 km	Mix- shield
1998	Brunau Thalwil	12.28 m	5.7 km	Shield
1998	Gorgier	11.67 m	5.0 km	Shield
2001	Tschärner	9.53 m	2.3 km	Gripper
2004	Önzberg	12.33 m	5.3 km	Mix-shield
2005	Flüelen	12.03 m	2.6 km	Shield
2006	Gotthard Amsteg	9.58 m	11.4 km	Gripper
2006	Lötschberg Steg	9.43 m	8.9 km	Gripper
2006	Lötschberg Raron	9.43 m	10.3 km	Gripper
2008	Islisberg	11.86 m	5.0 km (2x)	Shield
2009	Üetliberg	14.40 m	4.4 m	Reaming
2010	Weinberg	11.20	4.8 km	Mix-shield
2011	Gotthard Faido	8.83–9.33 m	14.0–11.6 km	Gripper

Table 1 Large TBM projects in Switzerland

For the headings mentioned above, four different types of machines were used:

- Open machines (reaming and gripper TBMs)
- Shield machines (single shield)
- Mixed-shield machines
- Reaming machines

Most commonly used were the gripper and shield machines. Reaming and mixed-shield machines were used as well, but not that often. To understand the choice of heading methods and machine type, one has to take a closer look on the geological conditions.

Machine Types

Single-shield machines have a wide range of application in hard-rock conditions. With an adequate construction, they allow for a highly mechanised heading process, safe working conditions and high advance rates. As all-shielded machines, a single-shield machine requires a segmental lining to be installed.

Single-shield machines are suitable for rock conditions such as the molasses formations that are present in the Swiss low mountain range. With the segmental lining and the open cutter head, they offer an optimal combination of safety and flexibility.

Mixed-shield machines can be used in a closed mode in soft soil with groundwater influence or in open mode in rocky surroundings. When driven in open mode, the TBM has characteristics similar to a shield machine. In closed mode, the TBM can offer face stabilisation, waterproof lining etc. depending on the geology. Mixed-shield machines like single-shield machines work with segmental lining.

Mixed-shield TBMs have only been used three times in Switzerland, for the Grauholz tunnel, the Zimmerberg base tunnel and the Weinberg tunnel. The geological situation surrounding these tunnels is typical for areas near the Alps. The combination of rock and soft soil under the groundwater level is ideal for the use of this type of machine.

For the heading of a tunnel with a **tunnel reaming machine**, a small diameter pilot tunnel has to be built. The TBM is then locked in the pilot tunnel with grippers, and the cutter head is pulled forward. Cutting of the rock is done by applying the undercutting technology, which is more energy-efficient than ordinary full-face cutting. This is mostly because chipping of the rock is done by inducing tensile forces.

The **gripper TBM** follows a principle similar to the reaming TBM. The TBM braces itself against the rock with the gripper plates and pushes the cutter head forward.

In the case of reamer TBMs as well as gripper TBMs, the rock support is done with rock bolts, steel arches and shotcrete, depending on the rock quality.

GEOLOGICAL CONDITIONS

Overview

Figure 1 shows a map of Switzerland and its cantons. Large TBM tunnel projects are marked.

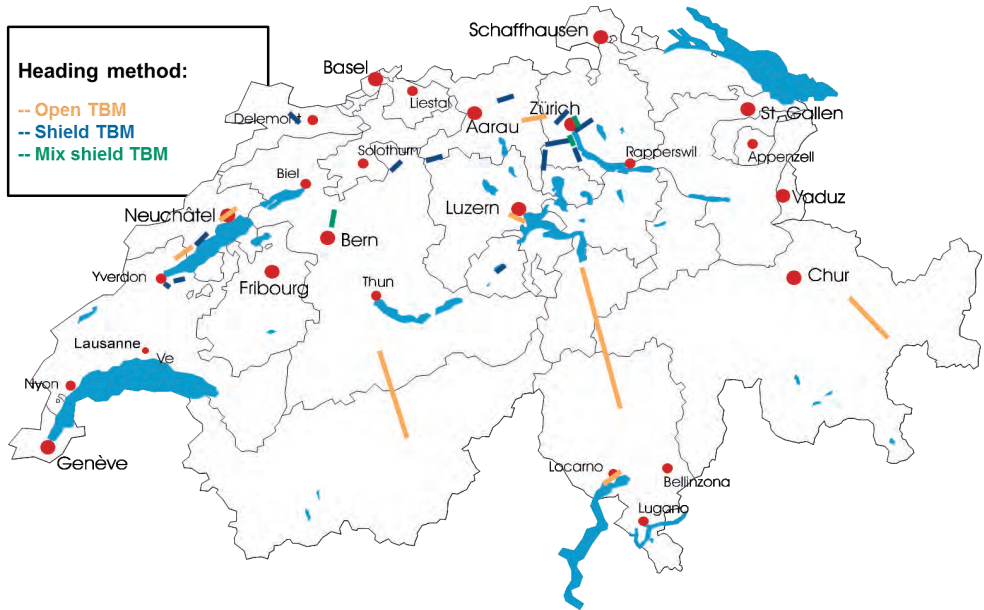


Figure 1 TBM tunnels in Switzerland; sorted by heading method

Generally spoken, there are two different kinds of tunnels in Switzerland. The short traffic relief tunnels, often built in urban areas, and the large Alpine crossings. By definition, these two kinds of tunnels are geographically separated. One can be found in the Swiss plateau, the other one in the Alps. The geological conditions of these regions are different and, therefore, they require different tunnelling strategies.

Alpine Tunnels

The geology of the Gotthard base tunnel is a good example for the general alpine geology. The Gotthard base tunnel is located mostly in the Aar massif, the Gotthard massif and the Penninic gneiss zone. The maximum overburden reaches up to 2350 m. 90% of the tunnel are located in good quality rock, mainly gneiss. Less than 10% of the tunnel length is located in zones with unfavourable geological conditions for tunnelling. One of the challenges was the squeezing rock over a distance of 1.2 km in the Tavetsch massif.

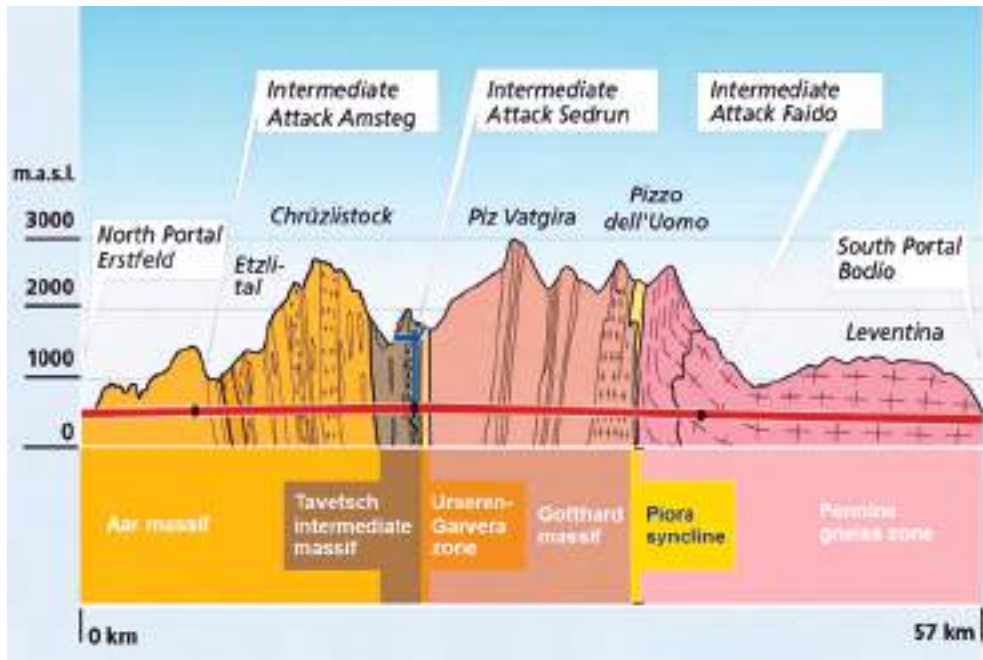


Figure 2 Geological profile of the Gotthard base tunnel

Swiss Plateau (low mountain range)

The most important layer for tunnelling in the Swiss plateau is molasse sequence that accumulated at the border of the Alps due the rapid erosion of the uplifted mountains. The molasse is arranged in four layers:

- Lower sea molasse The limestone plateau subsided and a shallow sea invaded. Sedimentation of fine-graded sands, clay and marl
- Lower freshwater molasse: The sea receded, rapid erosion of the Alps led to first conglomerate fans
- Upper sea molasse: Shallow sea invaded, formation of big conglomerate fans began
- Upper freshwater molasse The sea receded, formation of conglomerate fans continued

For tunnelling, the upper freshwater layer is important. It is composed of marl, sand and siltstone. The molasse is overlaid by gravel and glacial sediments.

In Figure 3, an example of a typical Swiss molasse tunnel in the low mountain range is given.

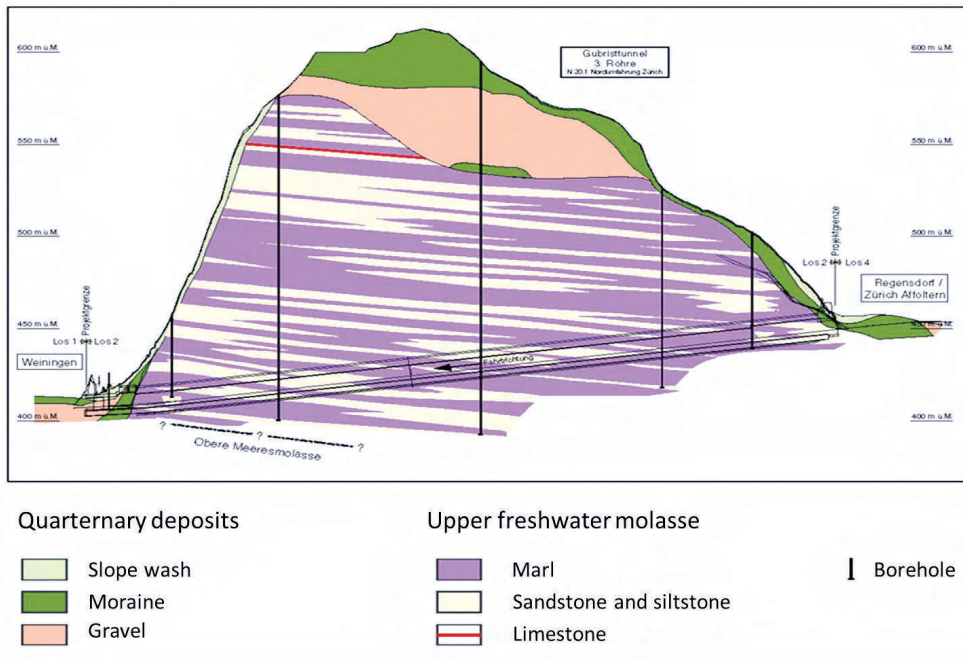


Figure 3 Geological profile of the Gubrist tunnel

MILESTONES IN TBM DEVELOPMENT

Reaming Machines

The development of the reaming technology has to be seen in a historical context. When the standard disc cutter technology was first used in 1970, the technical capabilities for the construction of large TBMs were limited. The option of a gradual widening made the mechanical heading of a large tunnel possible. Over the years, the gradual widening was reduced to a one-step reaming. Compared to the single-shield machines, which were developed at the same time, the reaming had certain disadvantages:

- Dependence between advance rate and rock quality
- Multiple rock support installation
- Gripper in soft rock
- Pilot tunnel has to be centric, support preferably with free-cutting rock support (glass or fibre-reinforced), anchors and shotcrete
- Dust collection at the widening steps

Nevertheless, contractors were able to use their machines a few times. This indicates entrepreneurial qualities and may be seen as a recompense for the acceptance of the risks associated with such a development.

The construction of large diameter hard rock machines is not really different from small diameter machines. The main difference lays in the contact pressure and the torque. The

development of stronger motors, pumps and hydraulic systems enabled the TBMs to become larger.

Heitersberg

The Heitersberg tunnel was the first large diameter TBM tunnel built in Switzerland. The geological conditions of the tunnel can be broken down to three different areas. The first part is located in soft soil, mainly gravelly sediments near the surface. This section was built with open cut construction. The next 2.9 km are situated in molassic rock. This section was built with a gripper TBM. An open TBM is not very suitable for that type of molasse with open joints and/or low compressive strengths. In both cases, overbreaks can frequently occur. Therefore, the last section under the western slope of the Heitersberg located in soft soil was built by means of a hydraulic shield with working platforms. The soil was supported with reinforced segments which were put in place at the rear of the shield.

Gubrist

The Gubrist tunnel is mainly located in the upper freshwater molasses. Soft ground conditions were found only in the first sections with low overburden.

For the Gubrist tunnel, the Heitersberg gripper machine was rebuilt as a shield TBM. The shield had been previously used as hydraulic shield for the heading of the Rosenberg tunnel. The Rosenberg tunnel was built with road headers in a hydraulic shield. The rock support consisted of precast reinforced segments. Already then, the curing of the segments was accelerated in a vapour duct.

Since the construction of the Gubrist tunnel until now, the concept of a shielded TBM with precast segments became the standard heading method for tunnels in the molasse rock of the Swiss plateau. The waterproofing, consisting of sheet membranes in the upper part and an inner shell, is also widely used in molasse tunnels.

In Figure 4, a typical cross-section for a Swiss motorway tunnel is shown. For ventilation purposes, an intermediate slab is used. In the space below the carriageway, all the required installations can be placed.



Figure 4 Standard cross-section of the existing Gubrist tunnel

Vereina Tunnel

The Vereina tunnel was the result of a continuous development of TBMs in hard rock. There were many TBMs like the one used for the Vereina tunnel all over the world. Nevertheless, the Vereina tunnel marked a change in hard-rock tunnelling. Before, hard-rock TBMs were only used for smaller diameters, mainly for pilot, sewage or hydropower tunnels. The Vereina tunnel was one of the first hard-rock TBM tunnels in gneisses and amphibolites large enough for traffic purposes which, in addition, was bored under high overburden of up to 1'500 m and crossed the main ridge of the Swiss alps. At Vereina tunnel, an open type gripper TBM was used with a doomed head and 19" cutters, which were installed for the first time. Rock support consisted of shotcrete, wire mesh and yielding steel arches which could be installed right behind the cutter head. The lining is a monocoque single-shell shotcrete lining. Vereina tunnel thus may be seen as a forerunner also for cost-effective tunnelling.

Tscharner, Lötschberg, Gotthard

For the Tscharner tunnel, a single braced gripper TBM with a diameter of 9.53 m was used. The tunnel is situated in medium to thick bedded limestone. The TBM technology used here was a model for the NRLA (New Railway Link through the Alps) TBMs. The TBM had a short span shield behind the cutter head to enable an early installation of the rock support and minimise the distance of unsupported rock. The rock support was carried out with an anchoring system, overhead protection and steel fibre shotcrete support. In bad rock conditions, the installation of steel arches was possible.

The two parallel base tunnels through the Loetschberg were partially excavated by TBM. The TBMs used were very similar to the machines used for the Tscharner tunnel. The development was limited to technical details. For example the cutter head, which was designed for blocky rock (up to 3 x 3 m) in the tunnel face. It was built with a smooth surface to avoid rock blocks from falling out of the tunnel face. Moreover, the cutter housings were completely inserted in the cutter head and made it possible for the disks to be changed from the TBM.

There were some modifications in the TBM design for the Gotthard tunnel. Two important developments were the increase of the service life of the cutter head with wear protection and the reduction of the standstill time to change the extracting buckets. But also the possibility to install heavy rock support (shotcrete, steel arches and rock bolts) in the work area right behind the finger shield were new features of the Gotthard machines.

In the back-up installation behind the TBM, two bridges were installed: a 50 m long bridge which carried the spraying robot and two anchor drill rigs. This bridge moved with two advancing mechanisms. The second bridge with a length of 80 m spanned over the area where the invert was concreted on site with a moveable formwork. The length of the bridge is designed for an advance of 40 m per day. In the following part of the back-up, concrete trains and supply trains could be placed in a twin-track station platform, which was followed by the loading zone for the muck trains.

Some TBMs were featured with so-called hydraulic moveable overcutters. They were installed to enlarge the bored diameter if needed by some 20-30 cm. However, they could never be used and proved to be useless. Therefore, the diameter of the cutter head was increased for the tunnel lot with the highest overburden, and, the outer cutters were shifted externally, which resulted in an increase of the diameter by some 10 cm.

EXCAVATION METHODS

General

When the general ground conditions allow for both a TBM drive and a drill-and-blast heading, the specific project features and requirements have to be taken into account.

Geological conditions, corresponding to the geological investigation (rock properties, bearing behaviour, water appearance, fault zones), and the potential geotechnical hazard scenarios in such geological conditions are the most important decision factors, which sometimes will exclude one of the excavation methods, most of all in connection with structural requirements like minimising the settlement, limitation of ground movements or vibrations and noise etc. In addition to geological and geotechnical conditions, other criteria must be taken into account.

The tunnel length can be a decisive reason against a TBM heading. Due to high equipment amortization costs and long lead time of TBM procurement, a minimum tunnel length, depending also on the geology, the accessibility, diameter etc. of the tunnel, has to be exceeded to make a TBM heading economically viable.

Sometimes operational requirements for the cross-section like emergency lay-bys or niches can give reasons for or against one of the two methods. However, in most cases, it comes down to a thorough analysis and comparison of the following criteria:

- Geological conditions and potential hazard scenarios
- Health and safety (safe working conditions for miners)
- Environmental protection (muck transport and reuse of muck, aggrieved party interests etc.)
- Construction costs / life-cycle costs
- Excavation cross-section (multifunctional stations, bifurcations, smoke extraction chimneys, niches etc.)
- Construction schedule
- Quality
- Legal/Contractual conditions
- Client's risk exposure (e.g. refer to 5.2)
- Access and spatial options for rig area installation
- Logistics
- Interdependence of different construction processes

In many cases in Switzerland, both excavation methods are designed and tendered out. The fact that both methods are considered being equally competitive is a consequence of a nearly standardised design for such tunnels, a long tradition of TBM excavation and corresponding know how and expertise, the availability of TBM equipment which cuts down start up time to a few weeks, optimised processes and procedures etc.

Example of Gotthard Base Tunnel

In the case of the Gotthard base tunnel, the ground conditions along the designed alignment allowed for both, TBM and drill-and-blast heading. Consequently, the client carried out a

careful analysis of the pros and cons of each excavation method and introduced the following policy for the selection of the driving method into the tender:

1. Only known and proven technology was allowed
2. The client only specified the driving method in specific lots where compelling boundary conditions preclude the one or the other method.
3. In all other lots, the contractor was to determine the method that he considered optimal based on comprehensive description of the ground conditions.
4. In lots where the client regarded several methods as being equally suited, they were designed and tendered on an equal level in order to obtain directly comparable offers.

Also some restrictions had to be taken into consideration:

- Drill-and-blast was precluded in some areas in order not to affect nearby residential districts
- Varying cross-sections in the multifunction stations precluded TBM drive
- In the Sedrun lot, the access through two 800 m vertical shafts and the geological conditions precluded TBM heading

LOGISTICAL ASPECTS

General

Transportation and logistical systems can be a decisive success factor in tunnelling. For instance, the supply and muck transportation can limit the advance of the TBM. In case of large projects, this may result in the need for operation centres, remote control and despatching etc., all the more because logistics is not limited to the tunnel, it extends to the rig area and included concrete production, ventilation, power and water supply, waste water treatment, muck treatment and disposal, freight transport of segments, rock support material etc. and passenger transport.

There are many factors that have an influence on the complexity of tunnelling logistics, just to mention a few.

- The length of the tunnel which has for instance a direct impact on transport duration and, thus, on number of vehicles needed
- The cross-section of the tunnel which might be a limiting factor for certain logistic concepts
- Access to the tunnel
- The extent of simultaneously carried out works beside the heading, such as cross-passage excavation and lining, waterproofing and final lining etc.

In the large TBM drives in Switzerland in the molasse plateau, logistics are based on road vehicles for supply, while the muck is transported on conveyor belts. In the long alpine tunnels, especially in the single-track railway tunnels, logistics is mainly based on rails as well: double-track installations with cross-overs at regular intervals for both supply and muck are most common. A special logistic feature which has been developed in Switzerland for tunnels excavated by D&B are the so called 'flyers', back-up trailers suspended to the roof of the tunnel following the face very closely and carrying all the logistic support needed at the tunnel face (working platforms, ventilation, transformers etc.). One of the big advantages of

the use of such ‘flyers’ is the fact that they free the invert entirely from any logistic installation at the tunnel face area and enable a much faster concreting of the invert slab and the track installation.

Challenges of Alpine Tunnelling Logistics

The challenges of deep alpine tunnelling are related to three different aspects which these tunnels have in common:

They are long, have a big overburden and the temperature as well as the humidity are high.

The length of the tunnels results in long transportation times. This requires for instance special concrete or mortar mix designs to avoid segregation when being transported. Chemical additives prevent such phenomena, but they are costly and their influence on the concrete open time, the setting etc. has to be checked very carefully. The length of the transport route also causes long ordering times. Even on a well-organised site this can slow down the advance and lead to downtimes.

In such long tunnels, it is also more difficult to provide the adequate safety for the people on site than in short tunnels. Safe havens such as safety containers have to be supplied permanently with fresh air, and appropriate evacuation or rescue measures have to be implemented and trained.

The big overburden is the reason for long access tunnels and adits. Long access routes extend the delivery times and reduce the flexibility of the supply system.

In deep tunnels, the high temperature and humidity in combination with the long access routes are a challenge for the ventilation system which may need an additional cooling system. With the enlargement of the tunnel systems, there are changing openings, crossings and connections, which require an on-going adaptation of the ventilation system. In addition to this, the ventilation has to be coordinated between different contractors.

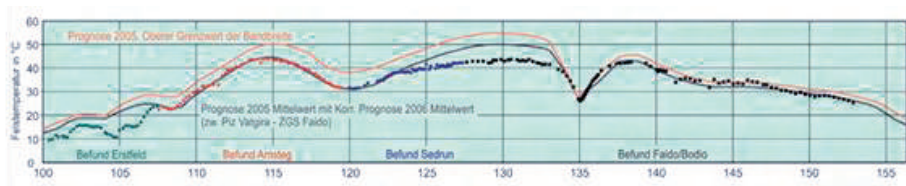


Figure 5 *Distribution of the rock temperature in the Gotthard base tunnel*

CONTRACT STRATEGIES

General Considerations

Besides of the afore mentioned mainly technical aspects, successful tunnelling projects also require the right contract strategy of the client. In order to reduce the client's risk exposure and to give room to the contractor's entrepreneurial spirits to develop a creative solution or simply to speed up the design and construction process, a number of contractual variants have been developed and applied in many projects.

Typical service contracts in construction define the legal framework. They are based on (FIDIC, OR, VOB/B etc.) and regulate the compensation and payment terms of the work delivered by the contractor. Furthermore, they define how modification of the works will be compensated and how the construction should be executed. Of utmost importance is the definition of the duties and rights of the involved parties, i.e. the quality of the construction material, the construction of a structure according to contract, the duty to inspect the works on a regular basis and the acceptance terms of the works. Also the liabilities and terms on how to handle faults are stipulated.

As far as payment terms are concerned, some options exist. In most large Swiss construction contracts, the payment is settled by applying unit prices. An alternative are fixed-price contracts which include the works as described in the contract documents and also comprise all kinds of price increases (such as inflation, changes in market price of construction material etc.) but exclude works that are not included in the original scope of works at the time of contract signature. These types of contracts are very rarely used in Switzerland. The third option is a global price contract, which is a fixed-price contract as mentioned before, but does exclude price increases during construction time.

In many projects, the project delivery process starts with a design phase followed by a tendering and contracting phase and is concluded with the construction phase and the commissioning. This procedure may be called design-bid-build. The project owner appoints a designer and a general contractor in separate contracts. This approach ensures impartialness to the design team which can focus on how to best care for the interest of the owner. For the bidders, it offers the advantage to bid on complete documents and ensures fair bidding. A main disadvantage is that the contractor has little opportunity to find more cost-efficient solutions since most of the design is done at the tender stage. However, in Switzerland this is the standard procedure.

A quite different approach is the design-build project delivery process in which the design and the construction services are bundled and contracted to a single entity. This approach can be suitable if the total project time is to be reduced by carrying out design and construction at the same time instead of sequential processes. The advantages of this contract form may be among others: reduced owner's risk, a potentially shorter delivery schedule and lower costs and the potential to achieve creative solutions. Critics say, however, that with this contract form, the contractor has to take design decisions which may lie outside his area of competence, and, hence, lead to suboptimal designs. Furthermore, some historical cases have shown massive cost overruns using this form of contract strategy.

Example of Gotthard Base Tunnel

The Gotthard base tunnel serves as an example on how the contracting strategy has been implemented. This tunnel construction project consists of 5 main lots. Erstfeld (length: 7.8

km) is the first lot in the north, which is followed by Amsteg (length: 11.3 km), Sedrun (length: 9.2 km), Faido (length: 12.9 km) and Bodio (length: 15.9 km).

Generally, the tendering of the lots was based on the excavation method. The considerations for selecting the potential excavation methods were briefly explained in chapter 5. The tendering concept based on the selection of the so-called official solution and the determination whether a so-called official alternative could be offered or not. The case given, both the official solution and the official alternative were tendered on a technically equal level as explained in chapter 5. Offers for the official solution were mandatory, offers for alternatives optional.

In the southern lots, dumping of the excavation muck turned out to be a major bottleneck and ended in a merge of the two lots into one at least for one tube. The “official solution” for the Bodio lot was to excavate one of the tunnels by a double-shield TBM and the other one by a gripper TBM. Due to the length of the lots, D&B was felt to be uneconomical and, hence, was not tendered as an official alternative but was admitted as a contractor alternative. Further details are shown in the following table.

	Erstfeld	Amsteg	Sedrun	Faido	Bodio
Official solution	Gripper-TBM	Gripper-TBM	Conc. drive	Gripper-TBM	East: Double-shield TBM West: Gripper-TBM
Alternative Official variant	none	Drill and Blast	none	Drill and Blast Rock support concept TBM anchors/steel ribs	none
Allowed contractors variant	only as TBM drive basis	“Slower” TBM drive (lower construction speed: 0.5-1.5)	Top heading/ Bench method	Combined Bodio/Faido section taking the longer tunnel time for constructing the D & B into account	
					Drill and Blast East: Gripper-TBM

Table 2 Excavation methods Gotthard base tunnel

In the case of the Bodio and Faido lots, for both the “official solution” and the “official alternative” offers were accepted for a 3-machine solution (1 double-shield Bodio, 1 gripper Bodio, 1 gripper Bodio/Faido) or a 4-machine solution (1 x double-shield Bodio, 1 x gripper machine Bodio, 2 x gripper Faido). In the end, a 2-machine solution combining the two lots and using the same gripper TBMs was the most economical bid and was chosen despite the fact that the construction schedule for the Faido lot had to be extended by one year. In the end, the D&B excavation of the multifunction station in Faido took much longer as expected, and the TBM coming from Bodio did not have to wait.

In the northern section of the tunnel, the construction permission for the Erstfeld lot was delayed by several years (excavation started in 2005). Therefore, the construction of the intermediate access tunnel to the Amsteg lot was commenced and the main tunnel excavation by two gripper TBMs started and was finished before the tendering of the Erstfeld lot was out. Consequently, the re-use of the Amsteg gripper TBMs for the Erstfeld lot was offered as a contractor variant on a global price contract which turned out to be the most economical bid and was chosen despite the fact that the excavation diameter was somewhat larger than required.

Does the Use of TBM Technology Lead to Less Claims in Tunnel Construction?

Independent of the excavation method, a contract should contain all conditions and stipulations as to how to specifically deal with all expected incidents which may, or may not, occur during the construction of the tunnel. In case of projects associated with high uncertainty, it is not feasible to set up a contract including all conditions. The issues not

covered by a contract or unforeseen uncertainties are the remaining risks. If these risks materialise, ways for claims will open up.

The key elements of a contract are the agreement on how to share the risks between the parties, and the provisions for additional costs and delays to cover the consequences of risks.

Since ground conditions are a major risk, thorough and professional geological investigation and geotechnical interpretation are required and should be included in the tender documents. The TBM requirements should be derived based on the geological information and should also be part of the tender documents. The contractor then selects the TBM considering costs, predicted geological conditions and requirements defined for the TBM.

After awarding the contract, the contractor bears the risk as described in the contract. If, however, ground conditions are encountered beyond those fixed in the contract, they are at client's risk. However, the way of how to deal with such cases (risk management and mitigation means), should be stipulated in the contract.

Based on the experience from many large diameter TBM tunnel projects in Switzerland, it can be said that the use of TBMs reduces the risk for claims if the contract takes adequately into account the specific nature of such drives and the experience gained in previous projects.

OUTLOOK

The Swiss tunnelling market will decrease after the big alpine tunnels have been finished. However, there are quite some projects coming up. The railway as well as the road infrastructure still have to be improved. As far as railway is concerned, the Zimmerberg tunnel II and the Bözberg tunnel are two major projects, in terms of road traffic the Gubrist tunnel 3 and the Le Col de Roches tunnel are two examples. Also, some additional hydropower plants are under design and will hopefully be realised in the next years, like the Grimsel II and the Lago Bianco projects.

The Swiss tunnel projects with large TBMs have clearly demonstrated the success of this tunnelling method, even under frequently changing geological conditions like in the alpine base tunnels. Nevertheless, TBMs still do have their limits, therefore, a carefully and well-prepared design is indispensable. The remaining risks need to be evaluated and the responsibilities clearly allocated in the contract.

REFERENCES

Ehrbar H., Sala A., Wick R., Drives in the Gotthard Base Tunnel – A review, Swiss Tunnel Congress 2012 p 114 ff

Rutschmann W., Die Robbins-Maschine für sprengungsfreien Stollen- und Tunnelvortrieb, Schweizerische Bauzeitung 1963, p 439

Andraskay E., Hofmann E., Jemelka P., Berechnung der Stahlbetontübbing für den Heitersbergtunnel, Los West, Schweizerische Bauzeitung 1972, p 864

Kovari K., Fechtig R., Amstad Ch., Large Diameter Tunnel Boring Machines: the Swiss Experience; IGT ETH Zürich; 1992

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

**OSLOS AVLØSPROSJEKT MIDGARDSORMEN. UTFORDRINGER PÅ
STREKNINGEN GAMLEBYEN – BEKKELAGET**

Midgardsormen sewage collection system in Oslo. Challenges on section Gamlebyen – Bekkelaget.

Sivilingeniør Gunnar Asting, Norconsult AS

Anleggsleder Ole Jørgen Aakre, Veidekke ASA

SAMMENDRAG

Prosjektet Midgardsormen som er kommet langt i sin utførelse, er for Oslo kommune et viktig miljøprosjekt som skal fange opp avløpsvann og forurenset overvann fra østre deler av Oslo sentrum og føre dette til renseanlegget i fjell ved Bekkelaget og videre til utslipp i sjø på stort dyp. Prosjektet planlegges ferdigstilt sommeren 2014.

Denne artikkelen omtaler bygge- og anleggstekniske arbeider på delstrekningen i fjell, dvs. tunnel Gamlebyen – Bekkelaget, systemet av tunneler og bergrom i området ved Bekkelaget renseanlegg og tunnel videre til utslipp i Bekkelagsbassenget.

Videre er det gjort en omtale av de utfordringer man har møtt i forbindelse med utførelsen av bergarbeidene for de ulike deler av prosjektet.

SUMMARY

The project Midgardsormen, which has been under construction for some years, is for the City of Oslo a very important environmental project. Sewage and contaminated storm water are collected from the eastern part of the Oslo city centre and transported through pipes and tunnels to a sewage treatment plant at Bekkelaget and further to outlet at large depths at sea.

This paper deals with the parts of the project constructed in rock, i.e. tunnel Gamlebyen – Bekkelaget, the system of tunnels, shafts and caverns for different purposes at Bekkelaget and the outlet tunnel system.

Further, this paper deals with the challenges met during the execution of the rock works for the different parts of this project, challenges mainly caused by the close vicinity to existing rock tunnels and installations and also urban areas.

BAKGRUNN

Dagens avløpsanlegg i nedre del av Akerselva og østre deler av Oslo sentrum består hovedsakelig av et fellessystem for avløp og overvann fra 1890-årene. I perioder med mye overvann fylles rørene med større vannmengder enn systemet er dimensjonert for, og vannet må ledes ut via overløp. Ved dette forurenses Akerselva og indre deler av havnebassenget. Formålet med Midgardsormen-prosjektet er å fange opp disse forurensende utslippene og lede disse vannmengdene til Bekkelaget renseanlegg og videre til stort dyp i Bekkelagsbassenget.

renseanlegg og til en planlagt utvidelse av dette. Ved så store vannmengder at også fordryningssystemet ikke har tilstrekkelig kapasitet, antatt noen få ganger i løpet av et år, vil nødoverløppspumper bli startet opp. Disse leder vannet via siler til en ca 1 km lang utslippstunnel. Ved enden av denne foretas et utslag til sjø og det etableres en overgang til en utslippsledning, $D = 2$ m, som leder vannet til en diffusor på 50 m dyp. Figur 2 viser systemet fra Gamlebyen til Bekkelagsbassenget. Det er denne delen av Midgardsormen, benevnt Delprosjekt A, som her skal behandles mer detaljert.



Figur 2. Oversikt over Delprosjekt A, Gamlebyen - Bekkelaget - Bekkelagsbassenget.

Alle bygge- og anleggstekniske arbeider på denne delstrekning A utføres i én entreprise. Oslo kommune har for disse arbeidene inngått kontrakt med entreprenør Veidekke ASA.

I etterfølgende avsnitt er de ulike anleggsdelene som inngår i delprosjekt A, omtalt. Siste del av artikkelen omhandler utfordringer man har møtt i forbindelse med gjennomføringen.

GAMLEBYEN – BEKKELAGET.

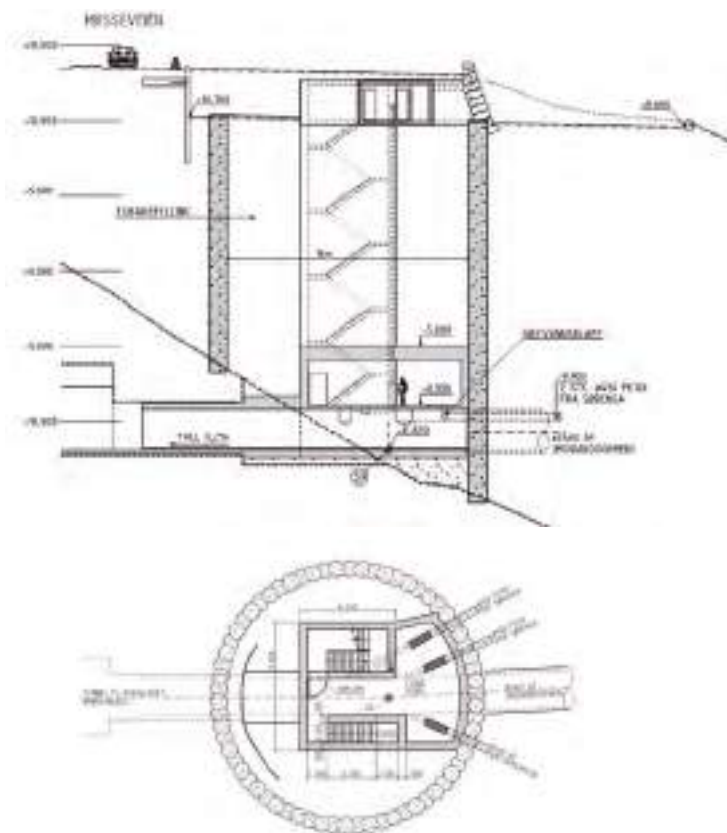
Plan og lengdesnitt av denne strekningen er vist på figur 3.

Sjakt S9 ved Gamlebyen.

Sjakt ved Gamlebyen er nødvendig for gjennomføringen av anleggsarbeidene med kulvert i løsmasser og for bygging av overgangen mellom kulvertdelen (mikrotunneler) av prosjektet og overføringstunnelen i berg. For å få til denne overgangen er sjakta plassert på et sted hvor bergoverflata er bratt på det aktuelle dypet. Det ble utført omfattende grunnboringer for å dokumentere bergoverflata. Avstivningskonstruksjonen for sjakta består av en sirkulær sekantpelvegg med diameter 16 m og dybde ca 25 m på det største. Permanent adkomst til systemet blir det via en trappesjakt som bygges inne i sekantpelsjakt fra kt + 10 og ned til ca kt -12. Plan og lengdesnitt av sjakt S9, se figur 4. Sjaktkonstruksjonen er en utfordring i seg selv, men vil ikke bli nærmere omtalt her.



Figur 3. Plan og lengdesnitt Gamlebyen – Bekkelaget.

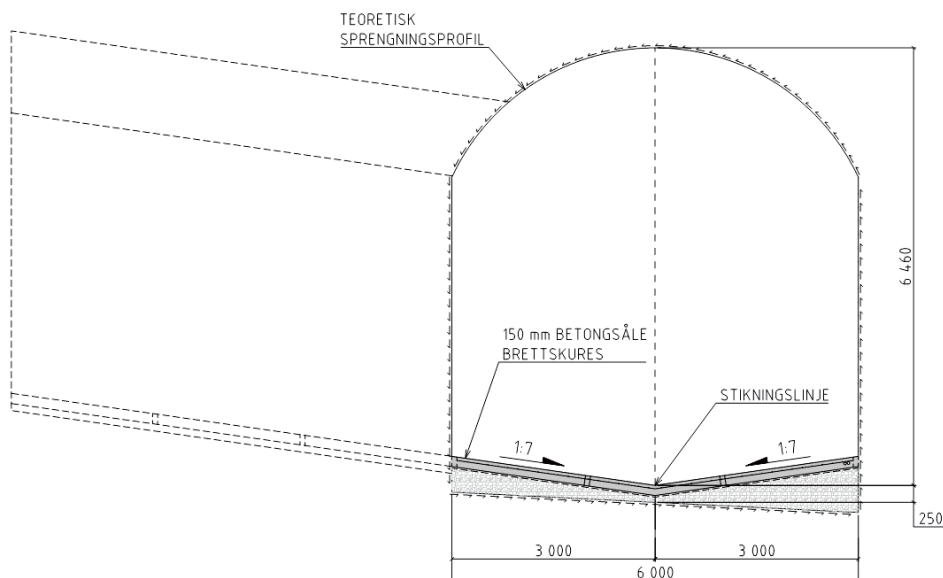


Figur 4. Plan og lengdesnitt sjakt S9.

Betongkonstruksjonene inne i sekantpelsjakta vil bli en del endret i forhold til det som er vist på figur 4, vesentlig på grunn av at det skal tas hensyn til mulig framføring av fjernvarme- og fjernkjøleledninger, men løsningsprinsippet blir det samme. Som man ser av figuren går man, på grunn av liten bergoverdekning, inn til overføringstunnelen med et lite tverrsnitt.

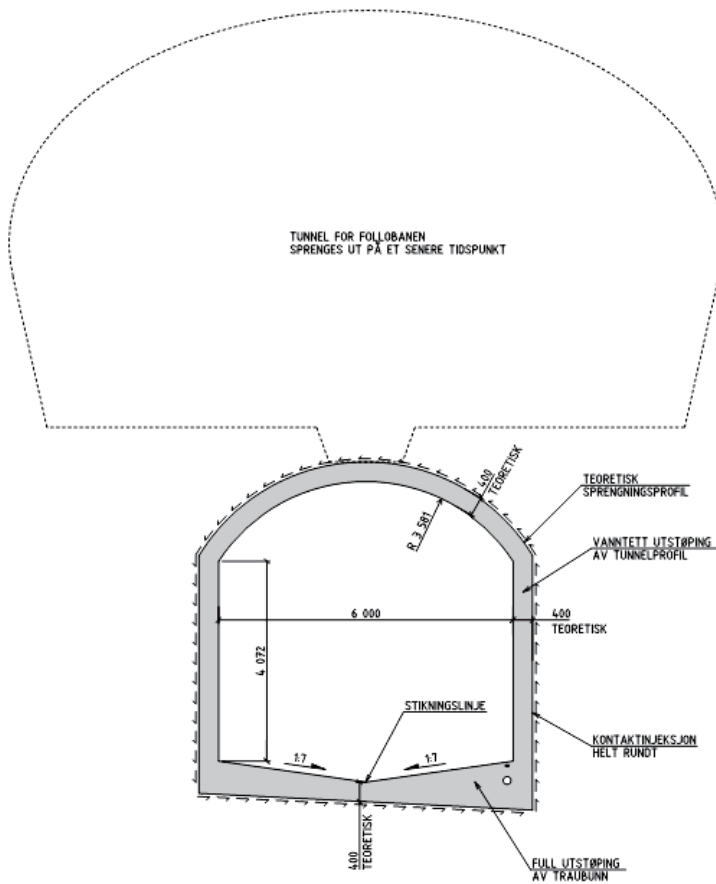
Overføringstunnelen.

Den ca. 2 km lange overføringstunnelen, se figur 3, har 1 ‰ fall med bunn på ca. kt – 12 ved sjakta ved Gamlebyen og kt – 14 ved Bekkelaget. Teoretisk sprengningstverrsnitt er 37 m². Dette er valgt for å oppnå et visst fordrøyningsvolum samtidig som det er tilpasset entreprenørens utstyr for tunneldrift. Totalt vil tunnelen gi ca. 70 000 m³ fordrøyningsvolum, og den utføres med V-formet bunnplate av betong. Tverrsnitt av tunnelen er vist på figur 5 der også prinsipp for nisjer er vist.



Figur 5. Tverrsnitt av overføringstunnelen med prinsipp for nisjer også vist.

Tunnelen ligger så dypt at den går under det meste av eksisterende tunneler og bergrom i Ekebergåsen. Regnet fra Gamlebyen går den under tunnel for Loelva, Ekebergdelen av Operatunnelen, tunnel for oljeledning, kloakktunnel Kværner – Bekkelaget i tillegg til 2 stk. planlagte tunnellop for Follobanen. Mot tunnel for oljeledning og tunneler for Follobanen er det ikke berg imellom og det er nødvendig med utstøping av tunnelen på disse partiene. I tillegg til belastning fra disse tunnelene må utstøpingen være vanntett og tåle innvendig trykk i tunnelen tilsvarende vannnivå på kt + 2. Snitt gjennom planlagt utstøping av tunnelen under Follobanen er vist på figur 6. Informasjon om endelig trasé for banens to løp er ikke gitt av Jernbaneverket ennå.



Figur 6. Utstøping av overføringstunnel under Follobanen.

I tillegg til at man har tatt nødvendige hensyn til de nevnte tunnelene, har man for å unngå konflikt med drivstofflager og andre haller i Ekebergåsen, lagt traséen et stykke inn i bergmassivet. Eksempelvis passerer man nærmeste hall for drivstofflager i en avstand av ca 70 m, se figur 21.

ARRANGEMENT AV TUNNELER OG BERGROM VED BEKKELAGET

Vannet fra Midgardsormen skal leveres til eksisterende renseanlegg og til en planlagt utvidelse av dette. Anlegget for Midgardsormen må derfor plasseres nær inntil renseanlegget, som vist på figur 7.



Figur 7. Oversikt anlegg ved Bekkelaget. Midgardsormen vist med blått.

Det er vanskelig i dette området å etablere nye adkomster fra dagen til fjellanlegget og det er derfor valgt å benytte eksisterende kjøreadkomst som starter med kulvert under Mosseveien. Umiddelbart innenfor kulverten grener imidlertid den nye adkomsten av fra eksisterende. Adkomsttunnel, bredde 8 m, går så med fall ned til et nedre nivå, dvs. til et nivå som korresponderer med nivået på overføringstunnelen fra Gamlebyen,

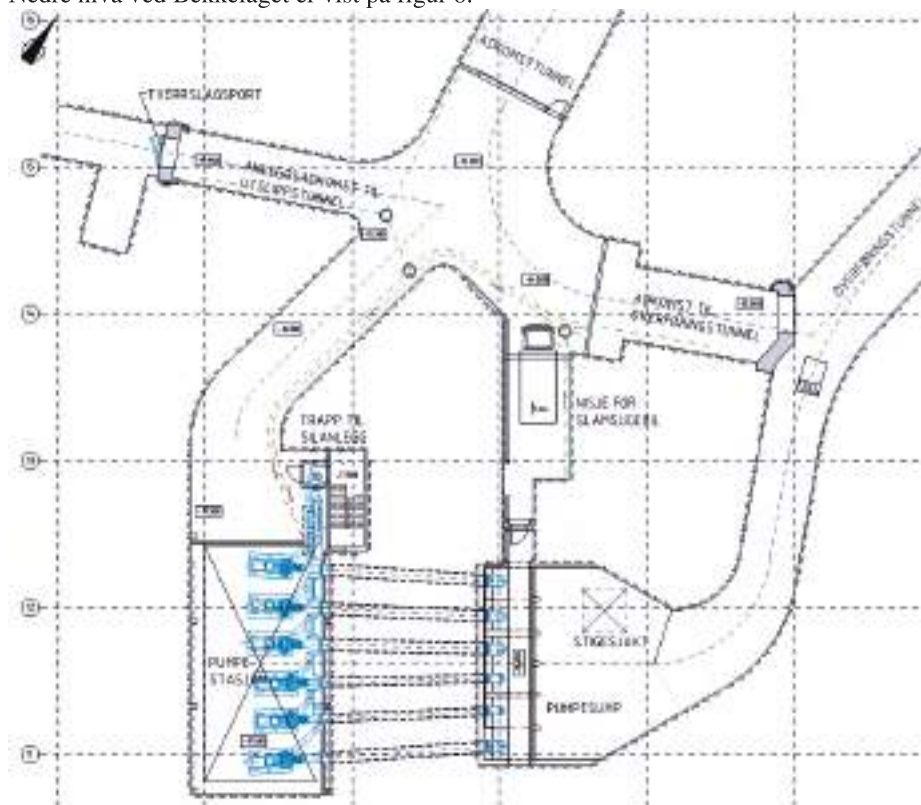
Adkomsttunnelen passerer under avløpstunnelen fra Kværner med ca 5 m berg imellom. Etter denne passeringen, tar en annen gren av adkomsten av oppover til et øvre nivå på kt +6,7 som tilsvarer driftsnivået for renseanlegget.

Noen mindre haller er sprengt ut fra adkomsttunnel med formål å romme reservekraft og luktreduksjonsanlegg. Det er videre sprengt en liten avgrening som forberedelse for adkomsttunnelen til utvidelsen av renseanlegget.

Kjernen i anlegget ved renseanlegget, med de ulike funksjoner som skal ivaretas, er svært konsentrert og er lagt til ulike nivåer i bergrommet. En full beskrivelse av funksjoner og anleggsdeler ville bli svært omfattende og vil ikke være hensiktsmessig her. Det er imidlertid i det etterfølgende gitt en kortfattet beskrivelse for å få fram kompleksiteten av anlegget.

Nedre nivå ved Bekkelaget.

Nedre nivå ved Bekkelaget er vist på figur 8.



Figur 8. Plan nedre nivå ved Bekkelaget

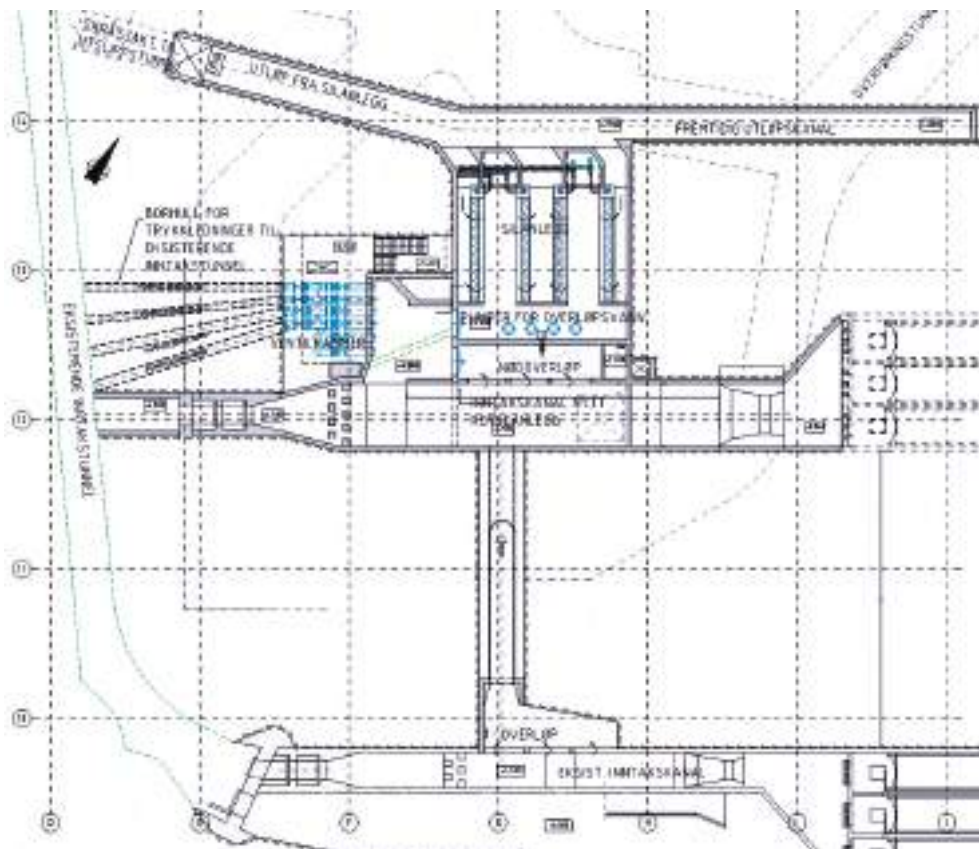
Fra nedre ende av adkomsttunnelen, ca kt -15, grenes av til følgende anleggsdeler:

- Overføringstunnelen, gjennom en tverrslagsport dimensjonert for vanntrykk tilsvarende kt + 2.
- Nisje for slamsugebil, med trykksikker dør inn i pumpesump
- Pumpestasjon med golv på kt – 17,5.
- Anleggsadkomst til utslippstunnel, også forsynt med tverrslagsport.

Overføringstunnelen føres til en pumpesump. Fra denne går sugerør gjennom bergstappe til 6 pumper som installeres i pumpestasjonen. Pumpeledningene føres til en loddsjakt og opp ved siden av en trapp til et ventilkammer.

Øvre nivå ved Bekkelaget.

Kjøredekket på øvre nivå ligger på kt + 6,7. Under dette dekket ligger vannførende kanaler. Plan gjennom vannførende kanaler og dekke kt + 6,7 er vist på henholdsvis figur 9 og 10.

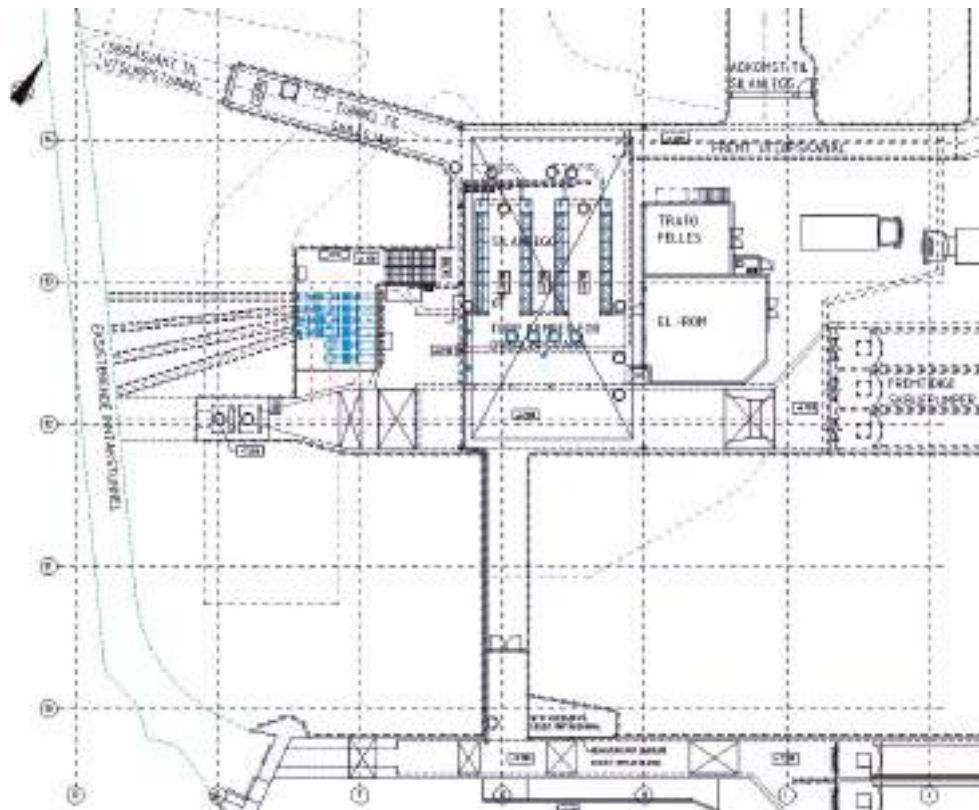


Figur 9. Plan gjennom vannførende kanaler under dekke kt + 6,7.

Figur 9 viser at vannet fra pumpeledningene fordeles fra ventilkammeret til eksisterende inntakstunnel og til ny inntakskanal for den nye rensehallen. Videre vises 4 stk nødoverløppumpes og 4 stk. nødoverløppssiler som settes i drift i spesielle perioder med sterk nedbør når renseanlegget ikke har kapasitet til å svelge unna hele vannmengden. Nødoverløppssystemet leverer til utløpskanal som fører til sjakt ned i utslippstunnel.

Av figur 10 fremgår at øvre del av arrangementet for Midgardsormen henger direkte sammen med planlagt utvidet renseanlegg. Ved utviklingen av prosjektet har det vært behov for

omfattende samordning med planleggingen av nytt renseanlegg både når det gjelder layout, rombehov, vannførende kanaler og diverse tekniske anlegg.

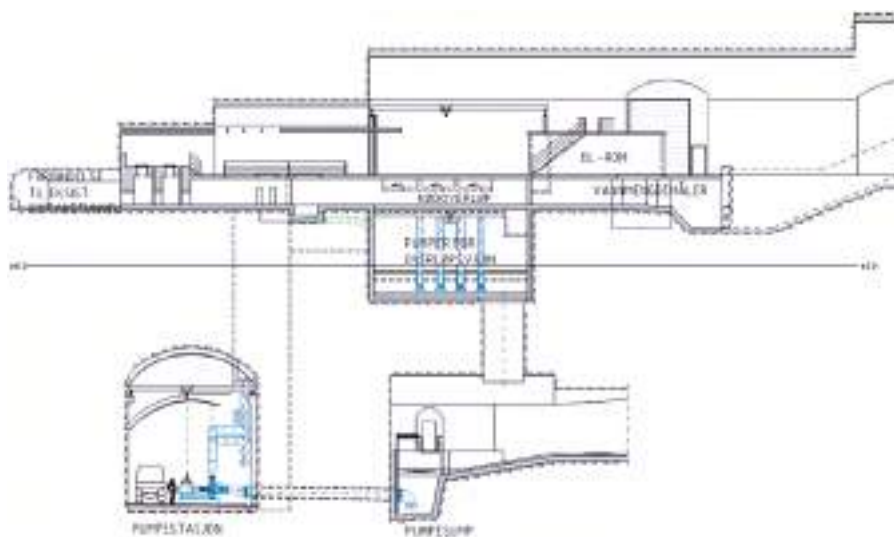


Figur 10. Plan dekke kt + 6,7, øvre nivå.

Figur 9 og 10 viser også forbindelsen til eksisterende renseanlegg i drift. Det skal her være adkomst for personell og truck. For eksisterende anlegg etableres nødoverløp i eksisterende inntakskanal til Midgardsormens pumpestump.

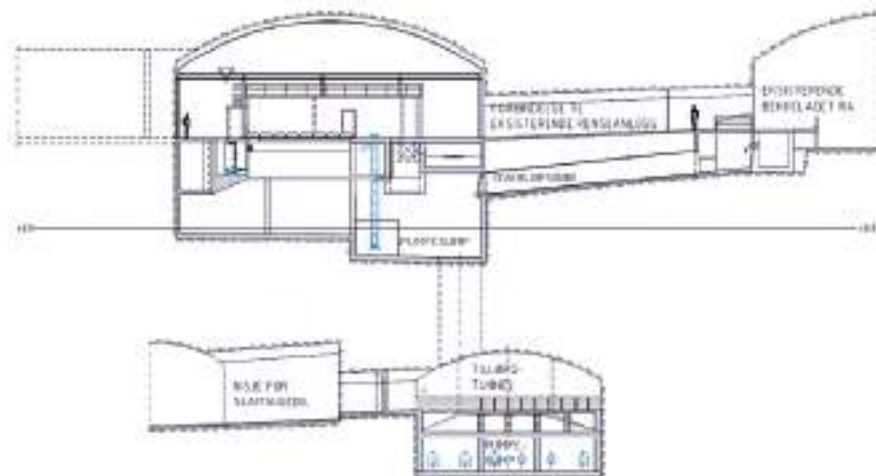
Snitt gjennom arrangement Bekkelaget.

Figur 11 viser et vertikalsnitt tatt gjennom pumpestump og pumpestasjon. Fra rommet for pumpestumpen går en stigesjakt opp til et svingekammer som skal bidra til å redusere svingninger i hele Midgardsormsystemet. Samtidig er dette svingekammeret også pumpestump for nødoverløppumper. Snittet viser også et lengdeprofil gjennom inntakskanal for den nye hallen i renseanlegget.



Figur 11. Snitt av arrangement Bekkelaget gjennom pumpesump og pumpestasjon.

Snittet i figur 12 er tatt vinkelrett på det foregående og viser bl.a. adkomst til pumpesumpen fra nedre nivå og snitt gjennom svingekammer, silanlegg og nødoverløp.



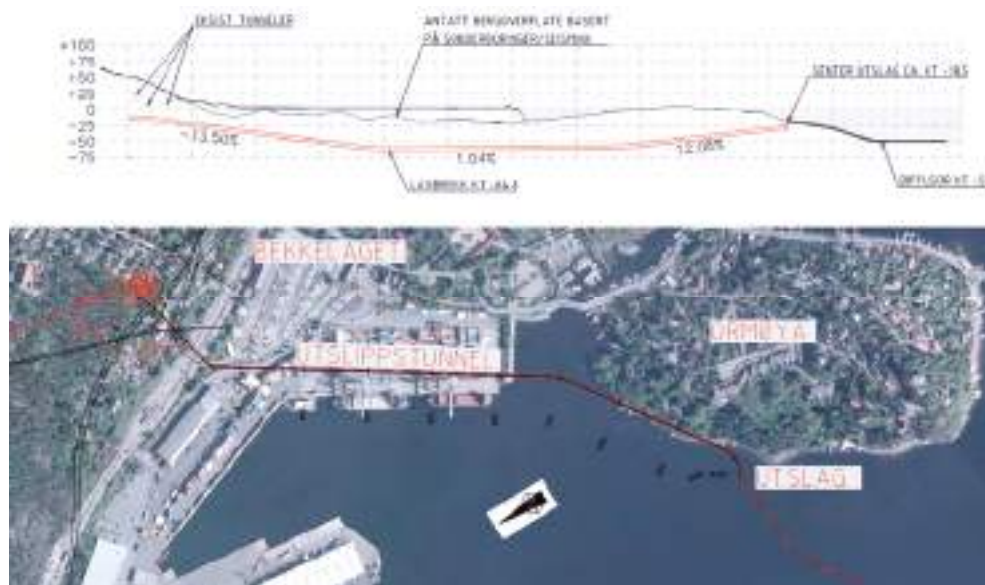
Figur 12. Snitt av arrangement Bekkelaget gjennom pumpesump, svingekammer, nødoverløp og siler.

Kommentar til arrangementet ved Bekkelaget.

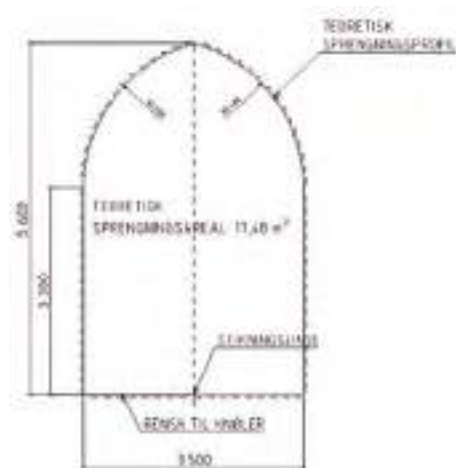
Som det fremgår av beskrivelsen foran, skal arrangementet ved Bekkelaget dekke et stort antall funksjoner innenfor et begrenset volum og utformingen er derved blitt komplisert. Dette medfører igjen kompliserte sprengnings- og betongarbeider. I tillegg skal arbeidene utføres i nærhet til eksisterende anlegg.

UTSLIPPSSYSTEM.

Som nevnt foran vil det i arrangementet ved Bekkelaget være en nødoverløppumpestasjon som trer i funksjon i nedbørssituasjoner når rensanlegget ikke har tilstrekkelig kapasitet og når fordrøyningsvolumene i systemet er fylt opp. Dette antas å skje et begrenset antall ganger i løpet av et år. Etter å ha gått gjennom silene går vannet via en skråsjakt til utslippstunnelen som er ca. 1000 m lang. Plan og profil er vist på figur 13 og tunneltverrsnitt, valgt av entreprenøren, på figur 14.

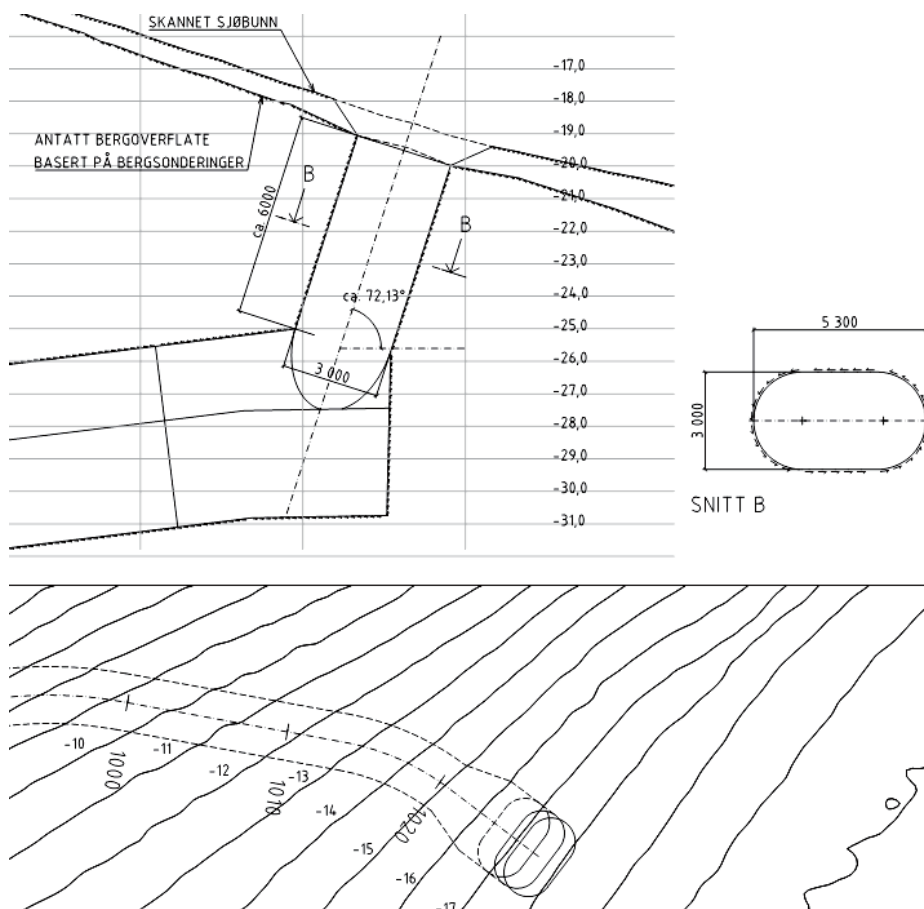


Figur 13. Plan og lengdeprofil av utløpssystem



Figur 14. Utslippstunnel. Sprengningstverrsnitt

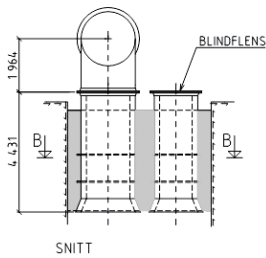
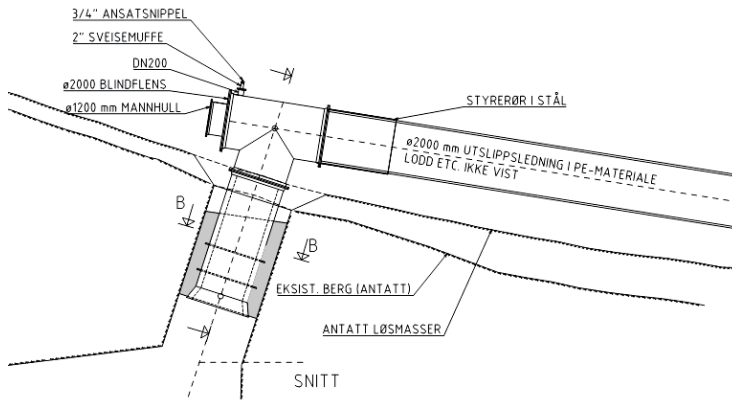
Tunnelen krysser Bunnefjordsforkastningen på et parti der det også er store løsmassedybder. Tunnelen må legges dypt og anleggsadkomsten er derfor lagt til nedre nivå, kt -15. Tunnelen går med fall 1:7 til et lavbrekk på ca. kt. -65. Utover mot utslaget stiger den gradvis til en egnet dybde under sjøbunnen ved utslagssjakt. Ved sjakta er det antatt, som resultat fra prodding med stålstang utført av dykker, ca. 1 m løsmasse på bergoverflata som ligger på ca kt -18. Det er også kjørt seismiske profiler ved utslagsstedet.



Figur 15. Utslagssjakt

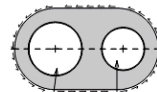
I sjakta skal det innstøpes 2 stk flenserør av stål, 2000 og 1600 mm. Det største skal påmonteres et T-stykke for videre tilkobling av en PE utslippsledning med diameter 2000 mm, se figur 16. Det minste flenserøret skal forsynes med blindlokk.

Utslippsledningen føres utover i Bekkelagsbassenget til ca. 50 m dyp hvor det installeres en ca. 100 m lang diffusor.



ø2000 mm INNSTØPT STÅLRØR FOR
UTSLIPPSLEDNING, GODSTYKKELSE 30 mm

SNITT B

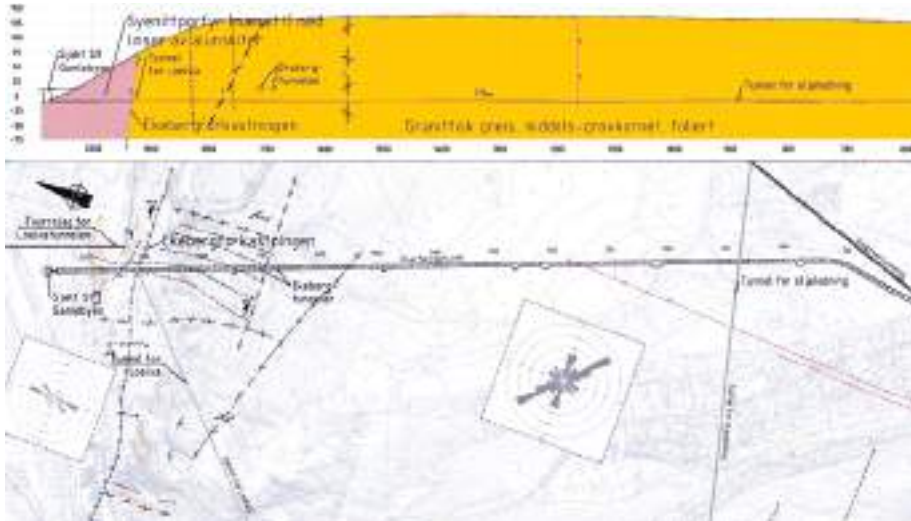


ø1600 mm INNSTØPT STÅLRØR FOR EVT. FREMTIDIG
UTSLIPPSLEDNING, GODSTYKKELSE 30 mm.
ÅPNING TETTES MED BLINDFLENS

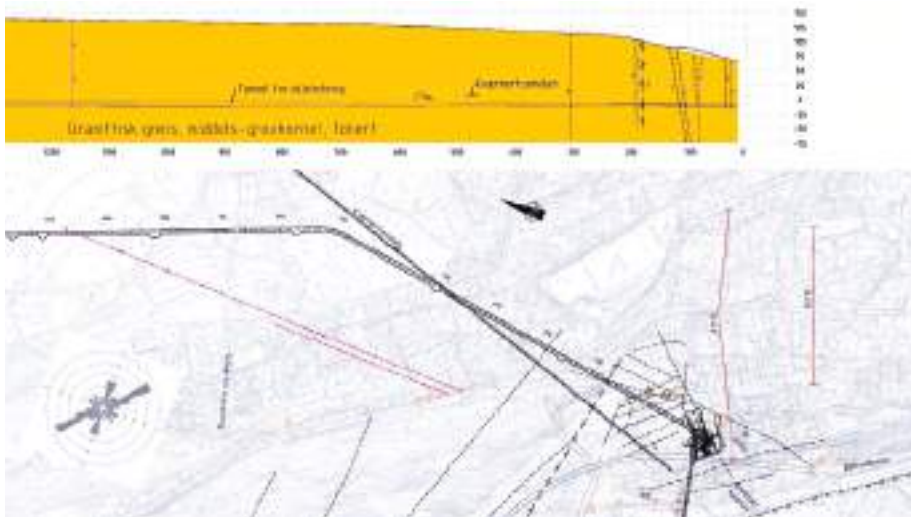
Figur 16. Konstruksjon i utslagssjakt.

GEOLOGISKE OG HYDROGEOLOGISKE FORHOLD.

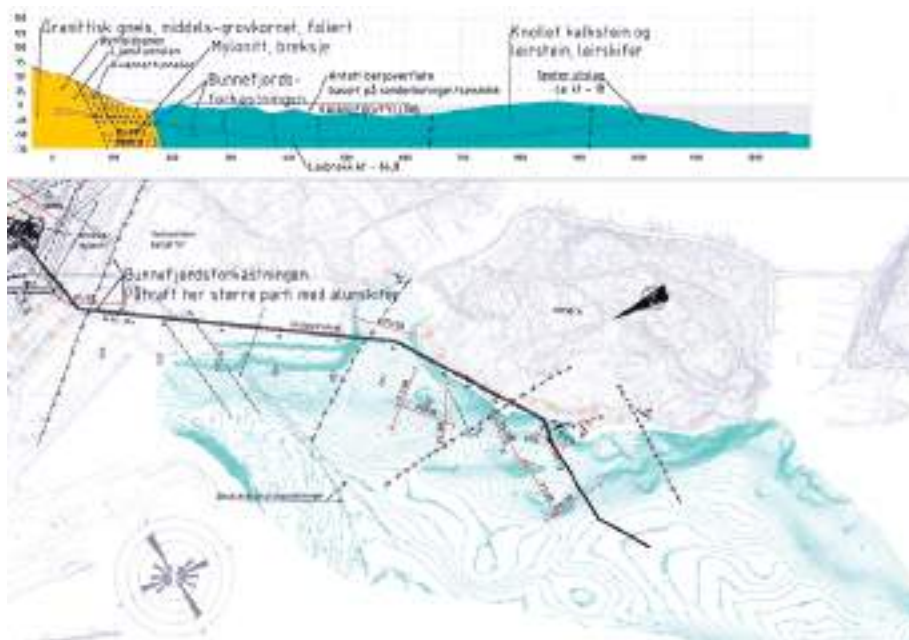
Geologisk kart med bergartsfordeling og svakhetssoner for anlegget som kartlagt i prosjekteringsfasen er vist i figur 17, 18 og 19.



Figur17. Kartlagte geologiske forhold i forkant av tunnelbygging. Overføringstunnel mot Gamlebyen



Figur 18. Kartlagte geologiske forhold i forkant av tunnelbygging. Overføringstunnel ved Bekkelaget



Figur 19. Kartlagte geologiske forhold i forkant av tunnelbygging. Utslippstunnel mot Ormøya.

Bergartsfordeling

Store deler av anlegget, inkludert hele pumpestasjonen og det meste av overføringstunnelen ligger i et område som tilhører det prekambriske grunnfjellet. Bergartsfordelingen har som ventet vært grunnfjellsgneis, hovedsakelig granittisk gneis, men også med til dels store innslag av amfibolitt. Blandingsforholdet mellom de to bergartene har variert mye, fra rene granittiske partier til bånd og større soner og kropper av amfibolitt i den granittiske gneisen. I tillegg til amfibolitt har det vært en rekke ganger med diabas og syenittporfyr.

Inn mot Gamlebyen vil tunnelen krysse Ekebergforkastningen og gå over berggrunn bestående av alunskifer, mænaitt og syenittporfyr - bergarter av kambrosilur og permisk alder.

Ut mot Ormøya er det en annen stor forkastningssone som danner en markert grense mellom prekambriske gneisbergarter og kambrosiluriske bergarter. På Bekkelaget-siden av Bunnefjordsforkastningen var det kartlagt mylonitt og breksjebegarter, men bergforholdene og bergoverdekningen i selve forkastningssonen var noe usikker. Det var her planlagt kjerneboring, noe som ble droppet til fordel for utvidet sonderboring. Ved krysning av Bunnefjordsforkastningen ble det drevet gjennom en rundt 40 – 45 m tykk sone med alunskifer, før tunnelen fortsatte videre i kalk- og leirskiferbergarter fra kambro-silur.

Bergmassekvalitet

Bergmassen i Overføringstunnelen har utenom svakhetssoner og ganger vært lite til moderat oppsprukket. Der tunnelen har krysset eruptivbergarter har disse typisk vært mer oppsprukne enn sideberget for øvrig.

Ved Bekkelaget var det mer oppsprekning og noe dårligere bergkvalitet i adkomstsystemet, men i hallen på øvre nivå var bergkvaliteten stort sett god.

Det var i forkant av tunnelbyggingen kartlagt en rekke større og mindre svakhetssoner på strekningen fra Bekkelaget til Gamlebyen. Disse har i stor grad blitt påtruffet, og i de områdene der de var tolket å krysse anlegget. I tillegg har det vært en del forekomster av leirførende slepper, gjerne også i tilknytning til eruptivganger. Sleppematerialet fra grunnfjellsgneisen har gjennomgående inneholdt aktiv svelleleire som ved forsøk har vist 130 - 190 % fri svelling.

I Utslippstunnelen var det mylonittgneis og breksje med moderat oppsprekning fram til alunskiferen, der bergkvaliteten gikk over til å være ekstremt dårlig. Utenfor alunskiferen fortsatte Utslippstunnelen i en sone med sedimentære bergarter som fortsatt var sterkt påvirket av forkastningen. Dette partiet med leirskifer og kalkstein var tett oppsprukket - småfallent og med glinsende glidespeil på sprekkflatene, men med enkelte mindre oppsprukne kalksteinsbenker innimellom. Videre ut mot Ormøya og vekk fra forkastningssonen bedret bergkvaliteten seg noe.

Alunskiferen i Bunnefjordsforkastningen var mekanisk meget svak, nærmest jordaktig, og gikk i full oppløsning ved kontakt med vann. Den inneholdt også en mindre andel svelleleire med aktive egenskaper, og viste et moderat svelletrykk. Leire fra kambrosilur-bergartene (kalk- og leirskifer) har vært inaktiv.

Oktober 2012 er overføringstunnelen ikke kommet fram til Ekebergforkastningen. Også i overføringstunnelen forventes det at tunnelen kommer inn i syenittporfyr (mænaitt) med soner av alunskifer. Alunskiferen her ventes å være av en annen karakter enn i Utslippstunnelen.

Grunnvann

Reguleringsbestemmelsene for tunnelanleggene har satt føringer for hvor store lekkasjer som har vært tillatt inn i anlegget, ved at grunnvannstanden ikke skulle påvirkes i vesentlig grad av miljøsøyn. For å overvåke grunnvannsnivået ble det satt ned flere grunnvannsbrønner i berg. Overvåkingen har så langt ikke påvist noen utilsiktet senkning av grunnvannsnivået.

Innlekkasjer av grunnvann har i hovedsak vært knyttet til slepper, svakhetssoner og eruptivganger/bergartsgrenser i grunnfjellsgneisen. Ved arrangementet ved Bekkelaget, der bergoverdekningen var lavere og bergmassen noe mer oppsprukket enn innunder Ekebergplataet, erfarte man de største innlekkasjene. For store deler av Overføringstunnelen har bergmassen så å si vært tørr. I utslippstunnelen viste alunskiferen seg å være helt tett, noe som også har vært tilfellet for kalk- og leirskiferbergartene utover mot Ormøya.

Grunnet de mange anleggene i berg i området ved Bekkelaget har kontroll av grunnvannsnivået også hatt hensikter utover det miljømessige. Det har ikke vært ønskelig å påvirke forholdene rundt Ekeberg Tank og Ekeberg Oljelager, der opprettholdelse av grunnvanngradienten inn mot berghallene er en vesentlig forutsetning for lagringsprinsippet i berghallene. Innlekkasje fra øvrige avløpstunneler var heller ikke ønskelig. Ved krysning tett under Kværnerntunnelen ble det tatt vannprøver for overvåking av bakterieinnhold i innlekkasjevannet.

GJENNOMFØRING ANLEGGSTEKNISKE ARBEIDER

I forbindelse med gjennomføringen av de anleggstekniske arbeidene var det noen utfordringer som gikk igjen gjennom prosjektet. Utfordringer knyttet til fjellforhold, nærhet til eksisterende infrastruktur og hensyn til omgivelsene gikk som en rød tråd gjennom prosjektet.

Utførelsen av fjellarbeidene i prosjektet kan i praksis oppdeles i 3:

- Arrangement ved Bekkelaget med adkomstsystem, fjellhall og bergrom og sjakter.
- Overføringstunnel, ca 2 km, fra Bekkelaget mot Gamlebyen.
- Utløpstunnel med utslag til sjø ved Ormøya.

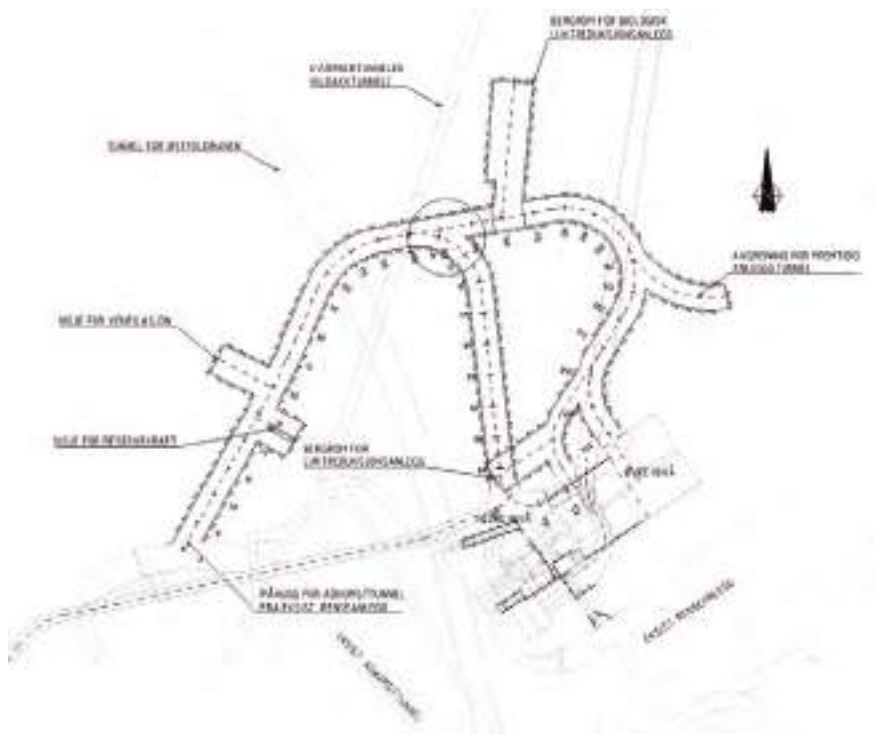
Alle arbeider i tunneler og bergrom utføres med adkomst fra Bekkelaget der også da riggen er plassert.

Sprengning av arrangement ved Bekkelaget med adkomstsystem, fjellhall og diverse bergrom og sjakter.

Hensynet til omgivelsene var en betydelig utfordring i forbindelse med arbeidene i Bekkelagsområdet. Dette er et område som allerede i lang tid har vært plaget med mye bakgrunnsstøy fra havna, og det er ikke så mange år siden beboerne hadde ulempene i forbindelse med bygging av renseanlegget. Anleggsstøy og sprengningsvibrasjoner har hatt spesiell fokus i dette området.

Adkomsttunneler

Adkomsttunnelene ved Bekkelaget er vist på figur 20. Hvordan anlegget her ligger i forhold til eksisterende anlegg, fremgår også av figur 7 foran.

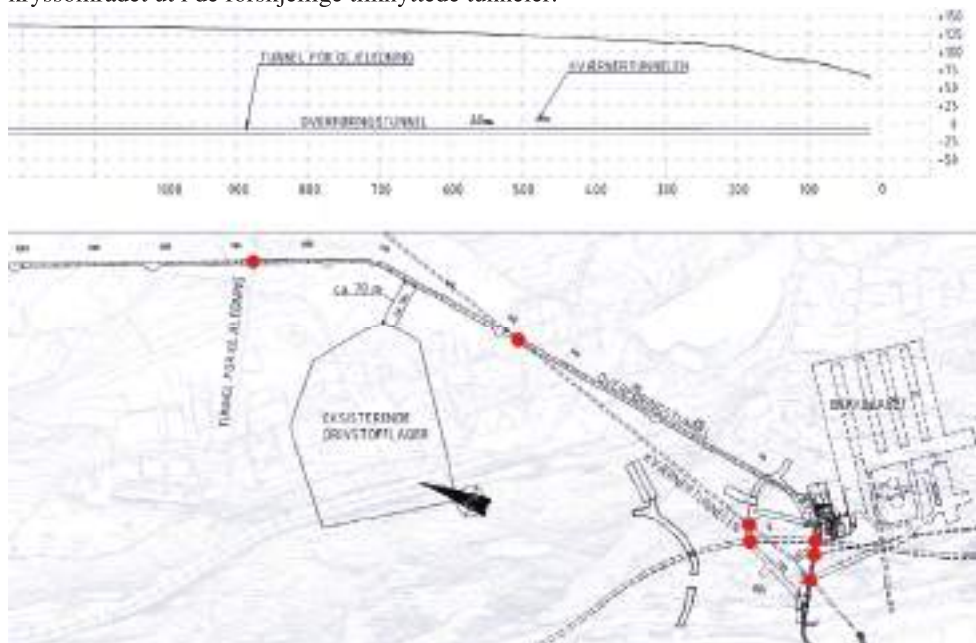


Figur 20. Adkomsttunneler ved Bekkelaget

Påhugget ligger i eksisterende adkomsttunnel til Bekkelaget renseanlegg, BRA, som skal være i full drift under hele anleggsperioden. Man måtte strosse heng i eksisterende adkomsttunnel og sikre denne før man tok ut påhugget. Det var utfordrende å få til dette uten å hindre BRA's drift for mye da en borerigg tar en del plass, men ved god kommunikasjon gikk det greit. Her fikk man en overraskelse da det viste seg at det var mindre enn 2 meter opp til bunn grøft på Mosseveien. Det var utfordringer knyttet både til stabilitet og rystelser, men med korte og delte salver og godt opphengt spiling forløp arbeidet uten dramatikk av noe slag. I det samme området lå det også et gammelt bolighus kun 7 meter over vår tunnel. Vi klarte å overholde rystelseskravene her også, men naboene merket selvfølgelig at vi sprengte.

Første eksisterende infrastruktur som skulle krysses kom ca 75 meter inn i adkomsttunnelen. Man skulle krysse Østfoldbanen med en overdekning på ca 13 meter. I mellomtiden hadde man boret på betydelige mengder vann, så det var behov for injeksjon også. Rystelseskravet ble satt til 70 mm pr sekund da tunnelen for Østfoldbanen i dette området er fullt utstøpt. Forinjeksjonen gikk overraskende bra, man fikk trykkoppbygging i alle hull. Deretter gikk man gjennom med korte salver der rystelsene holdt seg godt under kravet.

Neste utfordring kom på pel 120 da man gikk inn i svært dårlig fjell i et kryssområde med et spenn på rundt 16 meter. Her kom samtidig neste kryssing av eksisterende infrastruktur. Man skulle krysse Kværner-tunnelen som er en eksisterende tilførselstunnel til Bekkelaget renseanlegg med en overdekning på ca 5,5 meter. Kombinasjonen av dårlig fjell, liten overdekning og behov for kontinuerlig injeksjon var en betydelig utfordring. Her valgte man å legge en sperreskjerm med kolloidal silica utenfor og før injeksjonsskjermen med sement for å begrense inntrenging av injeksjonsmasser i Kværner-tunnelen. Dette gikk ganske bra selv om man fikk litt injeksjonsmasse inn i tunnelen. Stabiliteten ble ivaretatt med en kombinasjon av korte salver og tung sikring med spiling, sprøytebetongbuer og tett bolting i hele kryssområdet ut i de forskjellige tilknyttede tunneler.



Figur 21. Kryssing av eksisterende tunneler, Bekkelaget og deler av overføringstunnel

Steder i Bekkelagsområdet hvor tunneler i Midgardsormensystemet krysser under eksisterende tunneler, er vist på figur 21.

Fjellkvaliteten i adkomstsysteet var generelt dårlig.

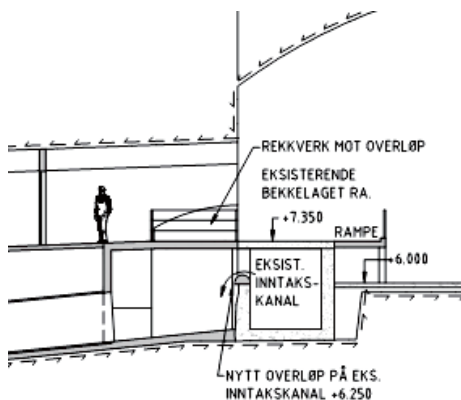
På pel 135 deler adkomstsysteet seg, en adkomst til øvre nivå der hallen (heretter kalt øvre nivå) ligger og en adkomst til nedre nivå (heretter kalt nedre nivå) der utgangspunktet for overføringstunnel og avløpstunnel ligger i tillegg til pumpestasjon og pumpeump.

Øvre nivå.

De neste utfordringene man hadde på øvre nivå var relatert til nærheten til eksisterende renseanlegg. Dette illustreres av figur 10. Den nye fjellhallen som ble sprengt ut ligger ca 20 meter fra eksisterende anlegg som skulle være i full drift i hele anleggsperioden. I tillegg ligger eksisterende inntaksluker så nær den nye hallen som de kan komme i en utstøpt betongkanal kontaktstøpt mot fjell. Elektronikk tilknyttet betjeningen av disse lukene står også på den samme betongkanalen. Krav til rystelser ble satt til 40 mm pr sekund på lukekonstruksjonen og 10 mm pr sekund på elektriske komponenter. Det viste seg fort å bli en utfordring å overholde kravet for elektriske komponenter, så man ble tvunget til å treffe tiltak da rystelsene begynte å stige. Løsningen som ble valgt var å henge opp skapene slik at de ikke hadde direkte forbindelse med kontaktstøpt betong. Dette var meget vellykket.

Da takskiven i hallen var sprengt ut, gikk man videre til neste fase som var å sprengne tunnel inn mot eksisterende inntakstunnel til BRA og forbindelsestunnel fra ny hall til eksisterende hall i BRA.

Tunnelen inn mot eksisterende inntakstunnel måtte tas ut meget forsiktig da eksisterende inntakstunnel var i full drift og det tidvis var vanntrykk tilsvarende 15 meter vannsøyle i denne tunnelen. Ved sonderboring, forsiktig sprengning med korte salver og etthullstening står man pr dags dato ca 1,5 meter fra veggiv i eksisterende inntakstunnel. Gjennomslag blir foretatt vinteren 2013 da mengde vann i inntakstunnel er væravhengig.

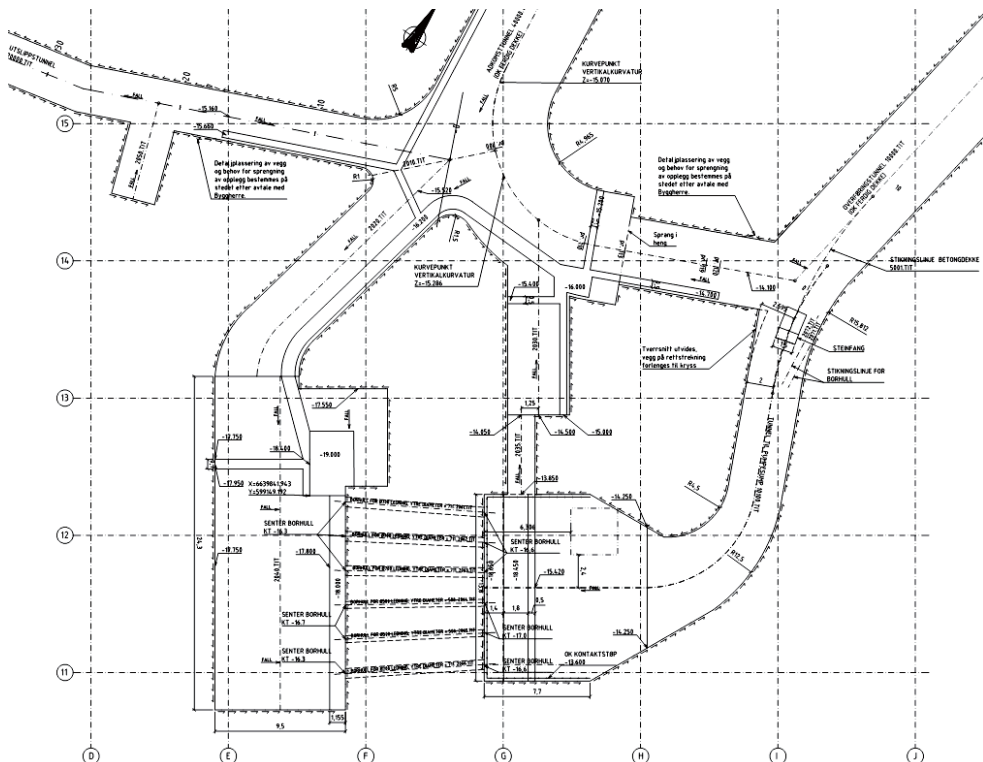


Figur 22. Snitt ved gjennomslag til eksisterende inntakskanal.

Forbindelsestunnel fra ny hall til eksisterende hall for Bekkelaget renseanlegg ble veldig utfordrende da gjennomslaget ligger meget nær de tidligere nevnte luker og elektriske komponenter samtidig som vi skulle ta hull inn i eksisterende inntakskanal av betong. Situasjonen ved eksisterende kanal er vist på figur 22. Tunnelens lengde var ca. 20 meter

Nedre nivå

Geometrien på nedre nivå er meget komplisert som vist på figur 24. Dette er et resultat av at anlegget er planlagt kompakt med optimal plassutnyttelse. Det ble her foreskrevet systematisk injeksjon, noe som ble en utfordring. Den kompliserte geometrien medførte at mye av boringen av injeksjonsskjermer ble utført med 1 bom. I tillegg var det umulig å få effektiv veksel drift i et så komprimert område når det stort sett alltid står en injeksjonsrigg i nærheten.



Figur 24. Oversikt geometri nedre nivå.

Arbeidsgrunnlag betong

Med den kompliserte sprengningsgeometrien er virkelige sprengningsflater blitt en del forskjellig fra de teoretiske sprengningslinjer. For å få en best mulig utnyttelse av bergrom og for å optimalisere løsninger blir derfor arbeidstegninger for betong i stor grad tilpasset underveis basert på profilering etter utsprengning.

Overføringstunnel til Gamlebyen

Overføringstunnelen er ca. 2070 meter lang med et tverrsnitt på ca. 37 m² som går fra Bekkelaget renseanlegg til sjakt S9 i Gamlebyen. Tunnelen går hovedsakelig i granittisk gneis, men krysser en del soner og Ekebergforkastningen opp mot Gamlebyen.

De første 400 meter av tunnelen var preget av mye injeksjon, noe grunnet krav til systematisk injeksjon og noe som konsekvens av sonderboring der man traff på vann. Fjellkvaliteten i

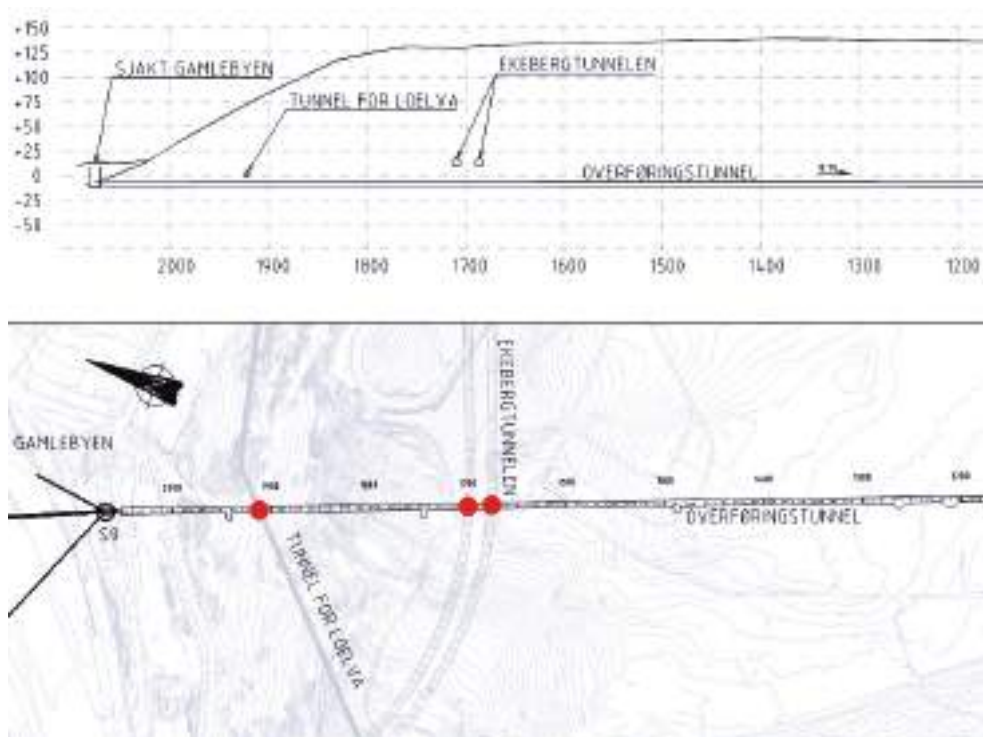
dette området var generelt god med noen soner med svært dårlig fjell. Her måtte vi være forsiktige med injeksjonstrykket da vi nå krysset tilbake under det vi hadde sprengt ut på øvre nivå samtidig som Kværntunnelen var i området til side for og over oss. Se figur 21.

Ved ca. pel 470 krysset vi Kværntunnelen igjen, nå med en overdekning på ca. 16-17 meter. Her var det godt fjell så det gikk smertefritt uten spesielle tiltak.

Fra pel 550 til pel 700 gikk vi ca. 70 meter til siden for Ekeberg Tank, her var det fokus på rystelser og eventuell injeksjon. Rystelsene ble fulgt opp kontinuerlig og holdt seg godt innenfor kravene som ble satt på 30 mm pr sekund. Injeksjon ble det heldigvis ikke noe av i dette området da det var betydelig bekymring fra Ekeberg Tank rundt denne aktiviteten. De var redd for å få injeksjonsmasse inn i råsprengte produktlager.

Deretter var det vanlig driving av tunnel inntil vi kom til pel 880 da vi skulle krysse eksisterende oljeledningstunnel, se figur 21. Her ligger det to oljeledninger som er å betrakte som å være i drift, og hengen på vår tunnel kom opp i sålen på eksisterende tunnel. Gjennomslaget ble tatt med en kombinasjon av sømboring og pigging. Gjennomføringen gikk bra, med det går litt tid når man skal ta hensyn til rør som er å betrakte som eksplosive.

Fra pel 900 til pel 1630 var det vanlig tunneldriving. Dette er da også i et område der det er lite naboer over og vi fikk dispensasjon til å drive fra kl 06.00 til 02.00.



Figur 25. Kryssing av eksisterende tunneler på siste del av overføringstunnelen.

På pel 1630 nærmet vi oss kryssing av Ekebergtunnelene med en overdekning på ca. 16 meter. Se figur 25. Her stilte Statens Vegvesen krav til at man måtte stenge tunnelene for sprengning rett under tunnelene (pel 1667-1881 og pel 1694-1714). Da fikk man bare sprengne

en gang pr dag, mellom klokken 21.00 og 22.00 med stengning av tunneler og visitasjon. Rystelseskraene ble satt til 30 mm pr sekund, men stengning av tunneler ved forventede rystelser over 20 mm pr sekund. Man gikk her med korte salver på 2,5 til 3 meter med blokkering av salvene. Det gikk veldig bra med rystelsene under tunnelene, vi fikk laget en bore- og ladeplan som ga en meget jevn rystelseskurve.

Fra ca. pel 1910 til 1920, krysset vi Loelva med en overdekning på kun 4,5 meter. Dette ble gjort ved sonderboring, forbolter og korte salver.

Vi står pr 30. oktober på pel 1930 og det gjenstår 140 meter og 2 hovedutfordringer. Vi skal gå inn mot Ekebergforkastningen der vi regner med å møte noen utfordringer, blant annet alunskifer. Til slutt er det selve gjennomslaget inn i sjakt S9 der det er lite fjelloverdekning og kvikkleire over.

I overføringstunnelen var fjellkvaliteten jevnt over bra, det er mye borpiper å se i denne tunnelen.

Utslippstunnel med utslag under vann ved Ormøya

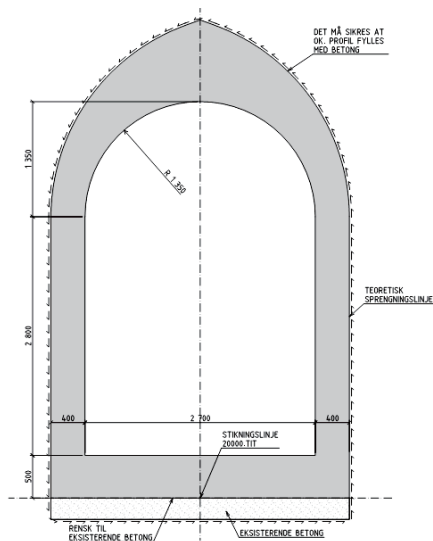
Utslippstunnelen, se figur 13, er 1027 meter lang med et tverrsnitt på ca. 17 m², se figur 14, og går fra Bekkelaget til utslag under vann ved Ormøya. Tunnelen starter i granittisk gneis, men går snart inn i Bunnefjordsforkastningen for deretter å gå i knollet kalkstein og leirskifer.

De første 50-60 meter besto av brukbart fjell om enn litt oppsprukket før det gradvis ble dårligere fjell. Det var forventet at vi skulle treffe på Bunnefjordsforkastningen rundt pel 160 og ha en utstrekning på 40-45 meter. På pel 165 begynte Bunnefjordsforkastningen, men utstrekningen var lenger enn 40-45 meter. Fra pel 170 til pel 283 måtte vi støpe ut såle på stoff for å kunne kjøre med maskiner i tillegg til veldig tung sikring. Metoden som ble brukt for å komme seg gjennom denne sonen var:

1. Sonderboring foran stoff
2. Forbolting, 6 meter bolter Ø32 ca. 24 stk pr runde
3. Korte salver, 2 meters lengde, utvidet tverrsnitt for plass for sikring.
4. Sprøyting ca. 8 m³ pr salve + bolting c/c 1 m
5. Buer c/c 1-2 meter innsprøytet.
6. Sålestøp ca. hver tredje salve som følge av at sålen gikk i oppløsning, totalt 113 meter sålestøp på stoff.

I tillegg påtraff vi alunskifer i en sone på ca. 40 meter i dette området. Alunskiferen var av den aggressive typen som løser seg fullstendig opp i vann. Det var ikke blitt foretatt grundige grunnundersøkelser i området på forhånd da denne strekningen ligger under kaien til Oslo Havn og tilkomst er vanskelig.

Fjellkvaliteten i Bunnefjordsforkastningen var så dårlig at det var så vidt det gikk å komme gjennom med konvensjonelle sikringsmetoder. Vanligvis slapp konturen opp til spilingboltene ved sprengning. Heldigvis var det helt tørt i området. Hadde vi fått en kombinasjon av denne fjellkvaliteten og vann, ville det blitt meget vanskelig å forsere Bunnefjordsforkastningen. Det er i ettertid besluttet å etablere full utstøping i 45 meters lengde, samt utstøping av såle og nederste del av vegg over ytterligere 35 meter. Se figur 27. På grunn av svelletrykket blir dette en solid konstruksjon.



Figur 27. Utstøpning av utslippstunnelen i partiet med alunskifer

Etter å ha passert Bunnefjordsforkastningen har vi nå gått ca. 500 meter i kalkstein og leirskifer, iblandet noe diabasgang. Fjellkvaliteten er bedre enn i forkastningssonen, men fortsatt svært dårlig.

Med den erfaringen vi har ervervet oss i området er vi usikre på om fjellkvaliteten bedrer seg vesentlig på de siste 300 meter. Vi håper derimot at fjellkvaliteten ute ved utslagsstedet er noe bedre.

Utslag under sjø er planlagt gjennomført vinteren 2013 og skal skytes tørt.

Generelt

Det er stor variasjon i fjellforhold i dette området. Det går fra meget godt til ekstremt dårlig. Det beste fjellet ligger fra Bekkelaget og inn mot Gamlebyen mens det som går ut mot Ormøya er svært dårlig.

Det er også verdt å merke seg at Midgardsormen på langt nær er det første prosjektet som driver anleggsvirksomhet i dette området. Det er eksisterende infrastruktur under jord hvor du enn snur deg. Ved fremtidige utbygginger under Ekebergplatået vil man komme i nærføring med den samme infrastruktur vi har kommet i nærføring med i tillegg til Midgardsormen.

SPRENGNING BRUKT SOM METODE FOR RASSIKRING PÅ FV 255 OVER GROSBERG GÅRD

Blasting used as a method for rockslide protection on road 255 over Grosberg farm

Jan Kristiansen, Multiconsult AS

Kjell Arne Jøndal, Statens vegvesen Region Øst

Egil Rolstad, Erling Rolstad as

SAMMENDRAG

Fylkesvei 255 mellom Vinstra og Skåbu har vært utsatt for ras i flere omganger og ble ansett som ustabil. Statens vegvesen region øst hadde vurdert en tunnel i parsellen Grosberg – Høgberget (i retning mot Vinstra). Vurderingen som ble utført av Multiconsult var for å finne metoder for å sikre dagløsning for påbegynt parsell. Multiconsult AS ble kontaktet for å kartlegge og beskrive nødvendig sikring. Området ble kartlagt og det ble utarbeidet tre alternative måter å sikre på. Statens vegvesen valgt å gå for å sprengne ned de usikre partiene. Entreprenøren Erling Rolstad as ble kontrahert for å utføre arbeidet. Det usikre partiet ligger 50 meter i høydeforskjell i forhold til veien, 70 meter over Grosberg gård og med en horisontal avstand på ca. 30 meter fra gården. Det er utført 5 større sprengninger med pallhøyder på ca. 10 meter. Denne artikkelen beskriver de sikkerhets tiltak som ble gjennomført, hvordan sprengningen ble utført og behovet for permanente sikringen etter at alt var sprengt ned.

SUMMARY

County road 255 between Vinstra and Skåbu have been exposed to rockslides in several rounds and was considered unstable. Norwegian Public Road Administration (Eastern Region) planned a tunnel through a long unstable area. Multiconsult AS was contacted to do a mapping and describe necessary rock support. The area was surveyed and it was prepared three alternative ways to secure the area. NRA decided to blast down the unstable area. The entrepreneur Rolstad as was contracted to perform the work. The unstable area was 50 meters in height difference relative to the road, 70 meters above Grosberg farm and with a horizontal distance of approx. 30 meters from the farm. It is performed five major blasts with bench heights of 10 meters. This article describes the security measures that were implemented, how the blasts were carried out, safety around the work and the permanent rock support after everything was blasted.

INNLEDNING OG BAKGRUNN

Statens vegvesen i Oppland fikk i 2010 en ekstra bevilgning på kr. 10 millioner for å benytte til rassikring dersom de hadde et prosjekt som var ferdig prosjektert. Vegavdeling Oppland meldte at de hadde et sikringsprosjekt mellom Grosberg og Høgberget langs Fv 255. Multiconsult ble kontaktet av Statens Vegvesen, Oppland i august 2011 med forespørsel om ingeniørgeologisk vurdering av stabilitet og sikring av fjellskrent i forbindelse med breddeutvidelse mellom Grosberg og Høgberget i Nord-Fron kommune. Rett nord for

Grosberg var det planlagt å legge veien i tunnel. Den første befaringen ble avholdt den 19.8.2011, der 2 ingeniørgeologer fra Multiconsult deltok sammen med flere representanter fra entreprenøren Erling Rolstad AS. Befaringene ble utført ved rappeller. Dette var starten på et prosjekt som skulle vokse i utfordring og i mengder.

GEOLOGI

Bergartene i området hører inn under det såkalte Synnfjelldекket og to tilhørende formasjoner er kartlagt i prosjektområdet (Sidelecka et al.):

- Gausdalformasjonen / Strondalfordformasjonen

Sandstein, mørk grå, konglomerat og fyllitt (mellomordiviciu-m-overordiviciu-m)

- Kvitbergformasjonen / Ørnbergformasjonen

Fyllitt, svart og grafittførende, skifer, sandstein og kvartsitt (kambrium-overordiviciu-m).

I henhold til det geologiske kartet antas bergartene lengst sør og lengst nord langs veiprofilet å tilhøre Kvitbergformasjonen mens mellomliggende parti antas å tilhøre Gausdalformasjonen.

I sør og nord ble skiferbergarter observert mens det i mellomliggende partier ble observert mer massive, mørkere bergarter (mulig fyllitt).

Området befinner seg rett sør for Synnfjell skyvedekkeforkastning. Hele området er gjennom-satt av forkastninger og sprekker fra sen og postkaledon-sk alder (ca. 400 millioner år).

INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGNING

Det ble utført to kartleggingsbefaringer med rappeller i området. Vi har her valgt å kunne gjengi noen av kommentarene i rapporten fra Multiconsult.

Rappell 3

Det ble her observert et større blokkparti som var avskåret i bakkant med en steiltstående sprekk. Det kan her bli behov for bruk av lengre bolter, opp mot 6-8 m lengde for sikker forankring bak sprekkeplanene. I tillegg observeres noen mindre blokker ut på siden av hovedblokken som primært bør sikres med bergbånd og bolter. Om dette viser seg praktisk vanskelig å gjennomføre kan disse blokkene eventuelt renskes ned etter at ovenforliggende berg er boltesikret. Skråningen nedenfor dette bergpartiet er meget bratt, og før det eventuelt renskes ned blokker må det sørges for at det er etablert fangvoller som hindrer blokkene å falle helt ned til veien / gården nedenfor. For å hindre rotsprengning bør trær som vokser i skrenten kappes ned. Bergpartiet på strekningen er tett oppsprukket og ser ut til å forvitte lett. For å bedre permanent sikring for gårdstun som ligger rett på nedsiden av skrenten, anbefales det å tilrettelegge for en fangrop på nedsiden av bergskrenten. Dette kan enten gjøres ved at man sprenger seg litt ned inntil fjellskrenten, eller ved at man legger igjen en rasvoll med stein litt utenfor kanten av fjellskrenten.

Bunnen av skrenten ser ut til å ha en tett oppsprukket sone. Ett mulig tiltak som her ble diskutert var å sprøyte inn sonen for å lage bedre fot for ovenforliggende skrent. Vi anbefaler imidlertid å vente litt med dette tiltaket til mer av skrenten er avdekket, slik at det blir tydeligere om et slikt tiltak vil være nødvendig.

Sikringsvurderinger i parti på profil ca. 9.980-10.125

Multiconsult var i utgangspunktet ikke forespurt om å kartlegge dette partiet, men i rapporten står det at det er nødvendig å presisere at denne strekningen ikke kan anses å være permanent sikret. Store berghammere ble observert å være avskåret i bakkant langsmed sprekkeplan parallelle med skjæringen (se bilde 1). Videre observeres underbygningen for veien å gi etter. I følge entreprenøren skal dette ha skjedd i forbindelse med at en gravemaskin sto parkert her noe tid. Det ble av entreprenøren opplyst at fjellkontrollboringer gjennom veilinjen enkelte steder viser 1 m dybde til fjell inn mot fjellskrenten og opptil 7 m til fjell på motsatt side av veien. En kan ut fra dette neppe konkludere med at de store blokkpartiene har sikker fot ned mot veien.

Blokkpartiene som står igjen har sikkert stått her i lang tid uten å rase ut. Grunnet et hakkete, ujevnt forløp av bakenforliggende sprekeflate vurderer vi det som mindre sannsynlig at hele bergpartier skal rase ut samtidig. På nedsiden av veien kan imidlertid store blokker fra tidligere ras observeres. Det anses derfor som sannsynlig med store blokkutfall fra disse partiene.



Bilde 1. Berghammer med åpen sprekk bak.

Profil 9.990-10.005

Partiet har en total høyde på min. 50 m over veibanen. Øverste ca. 30 m består av en kileformet blokk, ca. 1m bred i bunn og ca. 8-10 m bred i toppen (se bilde 1). Avløsningsplanet i bakkant av blokken har en fallvinkel på 60-70° ut mot veien (sprekkesett 1). Avløsningsplanet ser ut til å bestå av to parallelle sprekeplan med ca. 1 m avstand (se

bilde 2). Mellomliggende blokker observeres flere steder å ha falt ut, slik at det er en stor spalte mellom blokkpartiet og bakenforliggende berg. Lenger inn i avløsningsplanet er blokkene intakte og det er ventelig noe bergkontakt langs de to sprekkeplanene. I tillegg til dette sprekkesettet opptrer et steiltstående sprekkesett ca. normalt på fjellskrenten (sprekkesett 2). Et tredje hyppig opptredende sprekkesett er lagdelingen som i dette bergpartiet har et slakt fall mot nordøst (sprekkesett 3). Samlet avskjærer de tre sprekkesettene blokker som kan falle ut av skrenten. Det er også observert en avløsningssprekk i bunnen av bergpartiet. Foten for bergpartiet består av et ca. 20 m høyt blokkparti. Partiet er tett oppsprukket og har store sprekkeåpninger parallelt med sprekkesett nr. 1. Det er tydelig at det har vært bevegelse på blokkpartiet. I tillegg er blokkpartiet tett oppsprukket på sprekker normalt på skrenten (sprekkesett 2).

Blokkpartiet vurderes ikke tilfredsstillende sikret slik det står i dag.



Bilde 2. Åpne sprekker i bakkant av blokker.

Profil 10.045-10.050

Dette partiet består av to adskilte blokker i bunn, samt et bredere overliggende parti med noe overheng. Fremre blokk er stabilisert med fire fotbolter samt holdt tilbake av en wire som er spent rundt blokken. Bakenforliggende blokk er kun sikret med et par bolter. Et steilt sprekkeplan observeres å avskjære bakenforliggende blokk og overliggende blokkparti. Sprekkeåpning på ca. 10 cm er observert på dette sprekkeplanet og viser at det har vært bevegelse på blokkpartiet.

ANBEFALINGER ETTER KARLEGNING

Det er Multiconsult sin vurdering at opplegg med sikring av omtalte bergpartier som tydelig har hatt en utglidning fra bakenforliggende bergmasse, er en dårlig løsning. Grunnet utglidningen og de åpne sprekkeplanene i bakkant, samt store mektigheter av blokkpartier, vil boltesikring ventelig være relativt vanskelig å utføre. Bevegelse på blokkene bidrar også til at friksjonen langs sprekkeflaten må antas å være lav, noe som bidrar til å øke boltebehovet. Til sist kan nevnes bergmassens skifrige karakter og tette oppsprekking som gjør at stadig nye

blokker vil komme løs og rase ut. Dette gir behov for nettsikring med det vedlikeholdsbehov som slik sikring medfører.

Alternativet med utsprenkning av potensielt ustabile partier synes derfor som en enklere løsning som vi anser å ville gi et redusert fremtidig vedlikeholdsbehov. Vi har her drøftet to ulike løsninger for utsprenkning, enten å palle ut hele skrenten eller å sprengte ut påviste ustabile partier. Vi mener begge løsninger skal være mulige å gjennomføre, men konkluderer ikke her med hvilke løsning som bør velges. Det kan være anleggstekniske forhold som gjør at en av metodene vil være å foretrekke fremfor den andre.

Største risiko for utsprenkning vil være hensynet til Nørdre Grosberg gård. Det må her gjøres en grundig sikker jobb analyse (SJA) for å sikre mot at utsprengt stein faller ned mot gården. Videre må stabiliteten av overheng vurderes slik at arbeid med disse partiene kan utføres på en sikker måte.

VALG AV METODE FOR SIKRING

Statens vegvesen hadde nå fått en anbefaling fra Multiconsult og skulle velge metode for sikring av området. De valgte å bruke sprengning og de ønsket å skyte ned såpass at det ikke ville bli bruk for sikringsmidler i større grad. På dette tidspunktet ble det gjort en vurdering av mengder det var behov for å ta ned. Da prosjektet ble startet var det beregnet å ta ned ca 14 000 m³ berg. 1 500 m³ av dette skulle kjøres til deponi. Det var også anslått at det måtte fjernes 1 200 m³ med løsmasser. Det var også kalkulert at kostnadene skulle bli ca. 16 000 kr/m vei.

PLAN FOR NEDTAK AV SKJÆRINGEN

Sprengning

Multiconsult ble nå leid inn av Statens vegvesen som deres sprengningskyndige og for å følge opp sikringen av gjenstående konturer. Entreprenøren E.Rolstad skulle utføre arbeidet.

Det ustabile området ble planlagt tatt ned i flere nivåer. Denne vurderingen er av første planlagte salve på det øverste nivået. Det ble fulgt tilsvarende utførelse for alle salvene. I følge Rolstad sin tilsendte e-post av 24/10-2011 til Multiconsult AS ved Jan Kristiansen og kopi til Kjell Arne Jøndal SVV, er første salve fra kote 735 til kote 725. Lengden er på ca. 60 meter med ca. 6 000 fm³.

Før første salve var det en befaring og et møte. Det var utarbeidet planer for sprengning og disse ble presentert og gjennomgått. Følgende planer kom ut som resultat av befaring og påfølgende møte. Hele dette området er planlagt skutt som en salve per pallhøyde. Det er boret relativt tett for å få fragmentert berget best mulig. Det er også satt igjen en buffer ut mot veien slik at man får minst mulig stein til å rase mot veien. Salven er tenkt nummerert slik at åpningen ligger nærme innerkanten av gjenstående berg. Rolstad har planlagt å bruke 34 ms forsinkelse mellom rastene i salven, men å øke denne forsinkertiden mot enden av salven. Det er også planlagt å ha 2,5 meter uladet høyde i hvert hull. I de hullene det er slepper eller man vet at det er hulrom, vil det bli brukt patronert sprengstoff. Dette for å ha kontroll på ladet mengde. Hullene ble boret med Ø76 mm krone og til teoretisk nivå. Mot gjenstående flate ble hullene justert i forhold til sprekker eller slepper i berget slik at det ikke ble skutt bort foten på konturen, men man utnyttet de naturlige forholdene. Bilde 4 viser naturlig slepperetning med fall ca. 60⁰ mot veien.



Bilde 4. Første salve er skutt. Typisk fall på ca. 60° mot gården og veien

Sikkerhet under arbeid og ved sprengning

Statens vegvesen satte krav til personell fra entreprenør. Alle involverte måtte ha en CV som kunne dokumentere at de tilfredsstilte kravene for det arbeidet de skulle utføre. Entreprenøren hadde tenkt igjennom de faremomenter som eksisterte ved arbeidet både på og under skjæringen. Alle var utstyrt med kommunikasjon slik at det ikke forgikk arbeid på toppen og under skjæringen i samme område. Rapport fra borer var meget systematisk med nummer på hvert hull og med kommentarer som kan være avgjørende for sprengningen. Hullnummer i bakkant var også sprayet på fjellet slik at man kunne kjenne igjen hvert hull. For eksempel var det kommentert når boret gikk gjennom slepper, eller når man fikk borestøv opp fra nabohull eller gjennom sprekker. Dette er viktige opplysninger som man må ta hensyn til når det lades og det skal dekkes.

Dette er en oppsummering av de sikkerhetstiltak som ble presentert og diskutert under befaringen og det påfølgende møte med entreprenøren. Det ligger et gårdsbruk under bergskjæringen på Grosberg. Det er dette bruket som gjør sprengningen krevende. I dette tilfellet er det å unngå skade på tredjepartseiendom som er utfordringen. I forbindelse med den planlagte salven den 27/10-12 var det gjort og planlagt tiltak. Salven ble åpnet i nordøst og avsluttet i sydvest. Det var spesielt området i sydvest som var en utfordring i forhold til gårdsbruket. I forbindelse med boringen føres det en detaljert borelogg. Denne gir informasjon som man må ta konsekvensen av under lading. Det var planlagt å sette igjen 2,5 meter uladet høyde. Dette er et tiltak for å forhindre toppsprut fra salva. Tanken her er å bruke fjellet som dekning. Måten salven er planlagt nummerert er for å få styrt fremkastet mot nord. Dette er de tiltak som er planlagt i selve salva. Det er også planlagt tiltak utenfor salven. Entreprenøren anså det som sannsynlig at det vil rase steiner fra salven og ned mot veien, jorden og gården. På kart figur 1 er det tegnet inn fanggrøfter med voller på toppen for å stoppe steiner. Grøftene ble gravd til fjell slik at nedfall eventuelt ble knust.



Figur 1. Grøfter med voller foran gården og veien.

Det ble også dekt over den sydvestlige delen av salva med skytematter. Det var her registrert slepper i underkant under boring. Et godt lag med matter skulle forhindre sprut fra slepper samtidig som de vil ha en effekt på å holde igjen eller dempe utfall av stein. Det var også montert jersey stein på begge sider av veien og foran en bygning på gården. Under diskusjonen på møtet i Vinstra ble det også diskutert å ha nett over området i sydvest.

RÅDGIVER SIN VURDERING

Salve

Det var tenkt å skyte hele toppallen i en salve. Begrunnelsen for dette er flere. Om man skulle skyte deler og starte fra nordøst, kan man risikere å gjøre partiene videre ustabile og rett og slett farlige å bevege seg på. Ikke minst med borerigg. Det kan også være vanskelig å komme til på noen partier. Fordelen med å skyte alt i en salve er at man får tatt hele partiet. Det som løsner fra andre steder i skjæringen vil komme ned. Dette gjør risikoen ved videre arbeid mindre under skjæringen. Området mot sydvest er et utsatt område uavhengig av størrelsen på salvene. Multiconsult var derfor enige i entreprenørens vurdering.

Boring

Det var gjort kartlegning av hele skjæringen med hensyn på sprekker, slepper og ustabilitet. Entreprenøren har hatt tilgang til dette materialet. Multiconsult sin vurdering var at på grunn av dette er det gjort tiltak med svært detaljerte beskrivelser i boreloggene. Man vet at det bores i dårlig fjell og at det er viktig å registrere hvordan dette vil få konsekvenser for senere lading og sprengning. Registrerte svakheter i berget vil få konsekvenser for hva slags sprengstoff man bruker og for mengden. Hvert hull i salven har fått et eget nummer. Det er sprayet hullnummer på bakrasta. Dette gjør at man lett kan identifisere hvert hull.

Lading

Det var planlagt å bruke patronert sprengstoff i de hull der det er registret slepper, sprekker eller hulrom. Dette gjør at man har optimal kontroll med mengde kilo i hvert hull. I de hullene det ikke er bemerket noe, ble det bruket Anolit fra sekk. Multiconsult sin vurdering er at dette er ok forutsatt at man på forhånd har kontroll med mengde som skal være i hvert hull. Det er boret svært tett. Filosofien bak dette er at man ønsker god oppknusning under den uladete høyden. Røysa blir dermed relativt lettlastet med oppknust masse og man minsker sannsynligheten for at større blokker raser fra røysa.

Uladet lengde

Det var planlagt å sette igjen 2,5 meter med uladet lengde. Dette for at fjellet skal fungere som dekning og at det ikke skal komme sprut fra toppen. Den uladete lengden vil kunne bidra til at man ikke vil få ukontrollert fremkast. Dette sammen med relativt tett boring vil kunne gi en lastbar røys som ligger omtrent der den er planlagt.

Nummerering

Det var planlagt å ha en stamme på opptenningen i nest innerste eller innerste rast. Bakgrunnen for dette er at man ønsker å styre salvebevegelsen mot nord og vekk fra skjæringen. Det var også planlagt en forsinkelse på 34 ms mellom rastene. Dette er ut fra entreprenørens erfaring i dette berget. Mot slutten av salven øker man forsinkelsen. Bakgrunnen for dette er at man ønsker at de siste hullene i sydvest skal ha plass for utslag inn i salven og ikke mot sydvest. Det er viktig at man gir de siste rastene denne muligheten

Dekking

De viktigste tiltak som gjøres er at det settes igjen en buffer på 4 meter mot kanten av skjæringen og at det settes igjen 2,5 meter uladet lengde i hullet. Begge disse tiltakene vil kunne bidra til at man ikke får ukontrollert steinsprut eller utfall fra toppen eller sidene. Det skal også dekkes med matter i avslutningen av salven. Det er dette området som nok er mest kritisk med hensyn på gården. Mattene vil bli hengt over kanten for å forhindre sprut fra en

sleppe i underkant av kollen. Mattene vil også ha en dempende effekt på utfall av stein. Det ble også anbefalt å legge et nett over dette området.

Fanggrøfter og voller

Alle de tiltakene som er nevnt foran er relatert til boring og sprengning, men hele skjæringen og selve sprengningen er såpass krevende at det er påkrevet med ytterlige tiltak. Det er trangt mellom skjæringen, veien og ned til bygningen på gården. Entreprenøren gravde fanggrøfter langs veien foran skjæringen og en fanggrøft på tvers av veien og opp i skråningen i den sydvestlige enden. Vedlagte kart, figur 1 fra Rolstad viser dette, bilde 5 viser en grøft. Der det var mulig ble grøftene gravd til fast fjell. Det ble også etablert voller på kanten av grøftene. Årsaken til at det ble etablert fanggrøter med voller er at risikoen for nedfall er stor på tross av tiltakene nevnt over. Størrelsen på grøftene ble gjort så store som det er mulig å få til. Det ble også etablert voller på baksiden av grøfta i den høyden det var mulig å få til.



Bilde 5. Fanggrøft etter første salve.

Multiconsult sin vurdering er at entreprenøren her har tenkt igjennom både muligheten for nedfall og størrelsen på mengden som kan komme ned. Det var også etablert jersey stein langs begge sider av veien, samt foran en av bygningene på nedsiden av veien. Berget i skjæringen er relativt ”dødt”. Det vil si at det lett lar seg knuse ved sammenstøt. Dette var tanken ved å grave grøftene ned til fast fjell der dette er mulig.

UTFØRT SPRENGNING AV ENTREPRENØR

Generelt

Entreprenøren skjøt i snitt salver på 100 meters lengde. Årsaken til dette var at de ikke ønsket å ødelegge fronthullene i neste salve. Det vil si at ved å dele opp lengden av salven så ville partier av den påfølgende salven bli revet opp og man hadde dårlig kontroll med salven med hensyn på sprekker. Det ville også bli vanskelig å komme til på neste pall dersom man delte opp. Derfor ble det valgt å skyte hele nivået i en salve.

Boring

I hovedsak ble det bruk Ø76 mm krone, men i nærheten av slepper boret Rolstad med Ø70mm. Boremønsteret var 1,8 m x 2 m for Ø76 mm. Der man var nærme slepper ble hullavstanden redusert til 1-1,5 meter med 1,8 m i forsetning. Det ble også brukt Ø89 mm krone med en hullavstand på 3,5 m x 4 m der man anså at det ikke var fare for sprut mot gården. Som før nevnt ble alle hull nummerert og det ble ført logg for hvert hull i forhold til nummer som var gitt. Bufferen mellom ytterste rast for Ø76 mm og ut mot veien var 3,5 meter, men ble økt til 4 meter over gården.

Nummerering

Rolstad startet opptenningen i hullene inn mot bakveggen. Årsaken til dette var at man ikke ønsket utslag mot vegen eller gården når salva nærmet seg dette området. I de første rastene brukte de 2x17 ms forsinkelse. Etter ca. 5 raster økte forsinkelsen mellom rastene til 42 ms og når man nærmet seg området over gården økte forsinkelsen til 67 ms. Det ble også lagt litt større forsinkelse mellom hullene mot bakveggen der de var i nærheten av slepper.

Sprengstoff

Hovedsprengstoffet i salvene var Anolit, men i hull med åpne slepper ble det brukt patronert sprengstoff. I enkelte hull snudde pølsa på 500 mm seg rundt. Det vil si at sleppene var større enn 0,5 meter. Entreprenøren Rolstad påsto at det bor nok folk i berget. Der det var mindre tak og overfor gården ble det brukt redusert Anolit. Både Anolit 30 % og Anolit 50 % ble brukt.

Kontur

Konturen ble boret med c-c 70 cm og med Ø76 mm. Det ble ikke boret hjelperast foran konturen. Statens vegvesen tillot at Rolstad fikk prøve sitt forslag til opplegg. Bilde 6 viser resultatet av en slik kontur.



Bilde 6. Mars 2012 kontur.

Entreprenøren Erling Rolstad skriver i innspill til dette foredraget at Statens vegvesen skal ha stor ære for å være villige til å prøve noe annet enn det som boka sier. Entreprenøren mener også at det ble oppnådd et godt resultat med å utnytte geologien med slepper i dårlig fjell og tradisjonell splittboring (presplitt ovenfor hus) ved jamt fjell uansett kvalitet.



Bilde 7. Mars 2012 med gården bak og produksjon nede.

DISKUSJON

Det er gjort en faglig geologisk vurdering fra ingeniørgeologer i Multiconsult når det gjelder stabiliteten på eksisterende veiskjæring. Statens vegvesen tok disse anbefalingene til følge og bestemte at bergskjæringen i Grosberget skulle sikres ved å sprengne det ned. Entreprenøren Erling Rolstad AS fikk jobben med å utføre dette. SVV som byggherre og Rolstad som utførende har identifisert de risikoer et slikt arbeid innebærer. Hovedutfordringen ved selve sprengningen var å unngå skade på gården som ligger rett under skjæringen.

Multiconsult sin vurdering er at SVV som byggherre identifiserte de momenter som innebærer risiko og at de har gitt entreprenør alle relevante opplysninger. Vår vurdering var at Rolstad planla både det pågående arbeidet og sprengningene på en grundig og faglig måte. Alle opplysninger og eventuell relevant informasjon ble tatt frem og diskutert under befaringer og påfølgende møter. Alle prosesser ble diskutert og belyst ut fra de forutsetninger som var identifisert.

Det ble gjort tiltak i selve boringen og i planleggingen av sprengningene. Dette er de første tiltakene som gjøres for å minimere konsekvenser. Det var viktig at de momenter som er diskutert foran ble fulgt. Spesielt vil vi nevne at det planlegges nøye antall kilo sprengstoff i hvert hull. Det er viktig at salven går over etter kobling av tennere. Dette for å sikre at den ikke stopper. Det er viktig av salven dekkes tilstrekkelig der det er planlagt matter og duk.

Neste nivå av tiltak er fanggrøfter, voller og jersey stein. Disse tiltakene var for å om mulig fange opp de steiner som kommer fra selve sprengningen eller raser fra skjæringen. Det ble også diskutert om det var andre praktiske tiltak som kunne etableres mot bygningene på gården, uten at det ble konkludert på noe som var gjennomførbart.

RESULTATER

Det er gjennomført 5 sprengninger. Det er ikke blitt forårsaket skade verken på arbeidere eller større skade på gården. Det har landet mindre fragmenter på taket. Det nærmeste tilfelle av skade var en større steinblokk som løsnet og rullet mot stabburet. Blokken stoppet ca. 5 cm fra. Det er ikke montert en eneste bolt, ikke en kvadratmeter nett eller annen form for sikring. Det er satt av hyller i endelig skjæring slik at mindre fragmenter kan samles opp her. Det er montert et gjerde på et nivå samt på toppen av den nye skjæringen. Den eneste bergsikringen som er gjort er rensk etterhvert som man har pallet seg ned.

Da prosjektet ble startet var det beregnet å ta ned ca. 14 000 m³ berg. 1 500 m³ av dette skulle kjøres til deponi. Det var også anslått at det måtte fjernes 1 200 m³ med løsmasser. Det var også kalkulert at kostnadene skulle bli ca. 16 000 kr/m vei. Nå er det tatt ut ca. 80 000 m³ totalt, og ca. 60 000 m³ av dette er kjørt på deponi. Det skulle flyttes på ca. 1 200 m³ løsmasser, dette har eskalert til ca. 25 000 m³. Det meste av dette er kjørt på deponi.

Statens vegvesen hadde planlagt å utbedre en veg med en kostnad på ca. 16 000 kr/m.

De ender opp med å bruke ca. 58 000 kr/m

KONKLUSJON

Multiconsult sin vurdering er at Statens vegvesen tok sitt ansvar som byggherre og identifiserte det komplekse og risikofylte arbeidet. Entreprenøren Rolstad har gjort en faglig god vurdering og lagt planer ut fra dette. Planene ble fulgt og tiltakene gjennomført. Multiconsult sin vurdering er at resultatet ble så godt som det var mulig å få til. I et tidlig notat fra Multiconsult stod det: Vi vil allikevel påpeke at det på tross av alle praktiske gjennomførbare tiltak er en viss risiko for at det kan komme skader på gården. Sprengningen er svært krevende og det er viktig at alt arbeidet og resultatet dokumenteres både for erfaring i SVV, men også for sprengningsmiljøet i Norge.

Innlegg på Fjellsprengningsdagen 2012:

Rv.13 Ryfast, verdens lengste undersjøiske tunnel kombinert med høgtrafikkert bytunnel



Gunnar Eiterjord
Prosjektleder



Prop. 109 S
(2012-2013)
Proposisjon til Stortinget (beslag til stortingsvedtak)

**Utbygging og finansiering av rv 13
Ryfylkesambandet (Ryfast) og innsettning av
styrings- og kostnadsramme for E39
Eggsnesstunnelen i Rogaland**

Finnslett 109 S ved Stortinget 12. juni 2012.
gjeldende fra 1. januar 2013
utgitt av: Stortingets sekretariat

1. Bakgrunn

Stortinget vedtok i 2008 at det skulle gjennomføres en utbygging og finansiering av rv 13 Ryfylkesambandet (Ryfast) i Rogaland. Utbyggingen skulle omfatte en 13 km lang, to-løp tunnel med en total lengde på 13 km. Utbyggingen skulle omfatte en 13 km lang, to-løp tunnel med en total lengde på 13 km. Utbyggingen skulle omfatte en 13 km lang, to-løp tunnel med en total lengde på 13 km.

2. Oppsummering av forslaget

Forslaget innebærer en utbygging og finansiering av rv 13 Ryfylkesambandet (Ryfast) i Rogaland. Utbyggingen skulle omfatte en 13 km lang, to-løp tunnel med en total lengde på 13 km. Utbyggingen skulle omfatte en 13 km lang, to-løp tunnel med en total lengde på 13 km.



**Forslag
til vedtak om utbygging og finansiering av rv 13
Ryfylkesambandet (Ryfast) og innsettning av styrings- og
kostnadsramme for E39 Eggsnesstunnelen i Rogaland**

**Vedtatt av Stortinget 12.06. 2012
med 77 mot 25 stemmer.**





vegvesen.no



Statens vegvesen



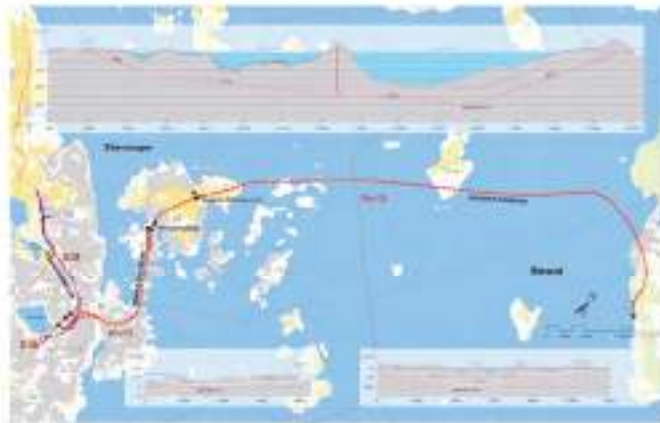
Tunnelfylket
Rogaland

vegvesen.no



Statens vegvesen

E39 Eiganestunnelen / Rv.13 Ryfast



vegvesen.no



Samlet tunnellengde: 52810m

- Rv 13 Solbakk tunnelen (Ryfast)
 - 14 km
 - 290 meter u. havnivå
 - 2 løp (T8,5)
 - Trafikk: ca 8 000 ÅDT i 2035
ca 4 000 ÅDT v. åpning
- Rv 13 Hundvåg tunnelen (Ryfast)
 - 5,5 km
 - 95 meter u. havnivå
 - 2 løp (T9,5)
 - Trafikk: ca 25 000 ÅDT i 2035
ca 10 000 ÅDT v. åpning
- E 39 Eiganestunnelen
 - 3,7 km
 - 2 løp (T9,5)
 - Trafikk: ca 35 000 i 2035
ca 25 000 v. åpning



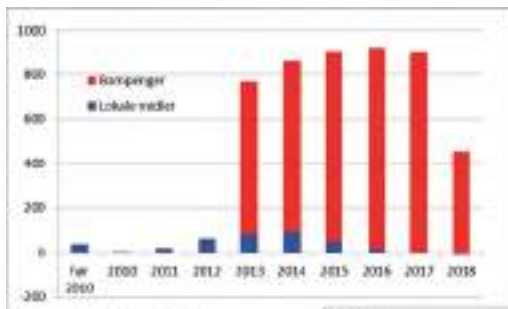
vegvesen.no



Noen tall

- ✧ Rv 13 Solbakktunnelen T 8,5
 - Sprengt tunnel ca 30 000 lm (mer enn 6000 salver)
 - Injeksjon: krav 20 liter/min/100 m, antatt behov 40-135 kg/m (1,2 mill kg - 4 mill kg)
 - Vann og frostsikring: elementer i innkjøringsone, membranbue.
 - Bolter 5,4 pr/m (totalt ca 162 000 stk)
 - Ca 10 % har mindre enn 4000 m/s i seismisk hastighet.
 - **Verdens lengste undersjøiske veitunnel**
- ✧ Rv 13 Hundvåggtunnelen T 9,5
 - Sprengt tunnel ca 12 000 lm (ca 2500 salver)
 - Injeksjon: 31 kg/m (372 000 kg)
 - Vann og frostsikring: vegg og takelementer
 - Bolter 4,5 pr/m (totalt ca 54 000 stk)

- ✧ E 39 Eiganestunnelen T 9,5
 - Sprengt tunnel ca 11 000 lm (ca 2300 salver)
 - Injeksjon: 15 kg/m (165 000 kg)
 - Vann og frostsikring: vegg og tak elementer
 - Bolter 4,3 pr/m (totalt ca 47 300 stk)
- ✧ Tverrforbindelser T 5,5
- ✧ Ramper T 7,5
- ✧ 12 meter mellom løpene



Investeringstakt Ryfast

Ryfast:

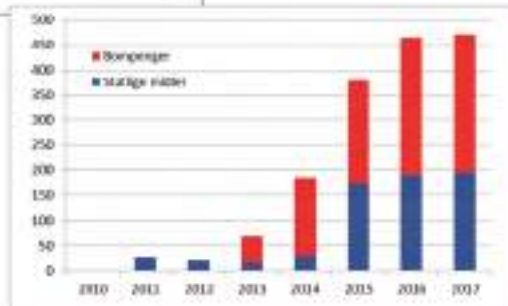
Styringsramme 5220 mill.kr

Kostnadsramme 5950 mill.kr

Eiganestunnelen:

Styringsramme 2110 mill.kr

Kostnadsramme 2190 mill.kr

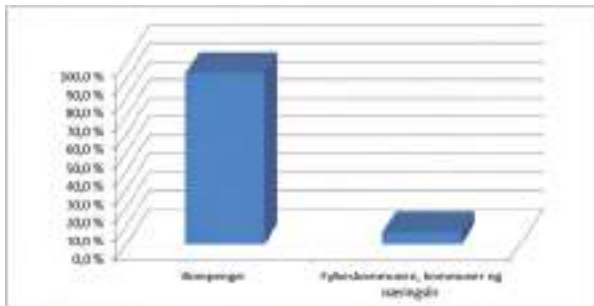


Investeringstakt Eiganestunnelen

Vegvesen.no



Statens vegvesen

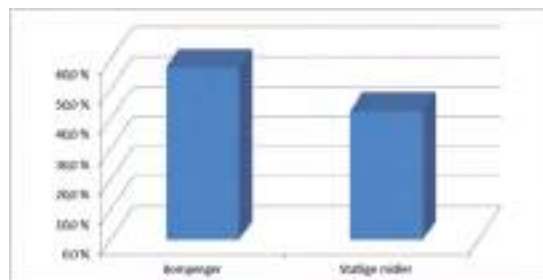


Finansiering Ryfast

Bompenger Solbakk: 230/690 kr

Bompenger Hundvåg: 30/90 kr

Bompenger Nord-Jæren: 20/50 kr



Finansiering Eiganestunnelen

Vegvesen.no



Statens vegvesen

E39 Schancheholen - Madlaveien



Kulvert ved Mosvannet



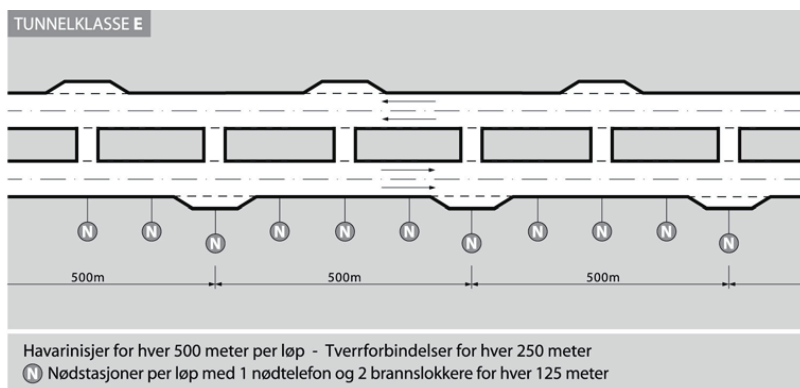
E39 Eiganes nord



vegvesen.no

Statens vegvesen

Prinsippskisse Solbakktunnelen



vegvesen.no

Statens vegvesen

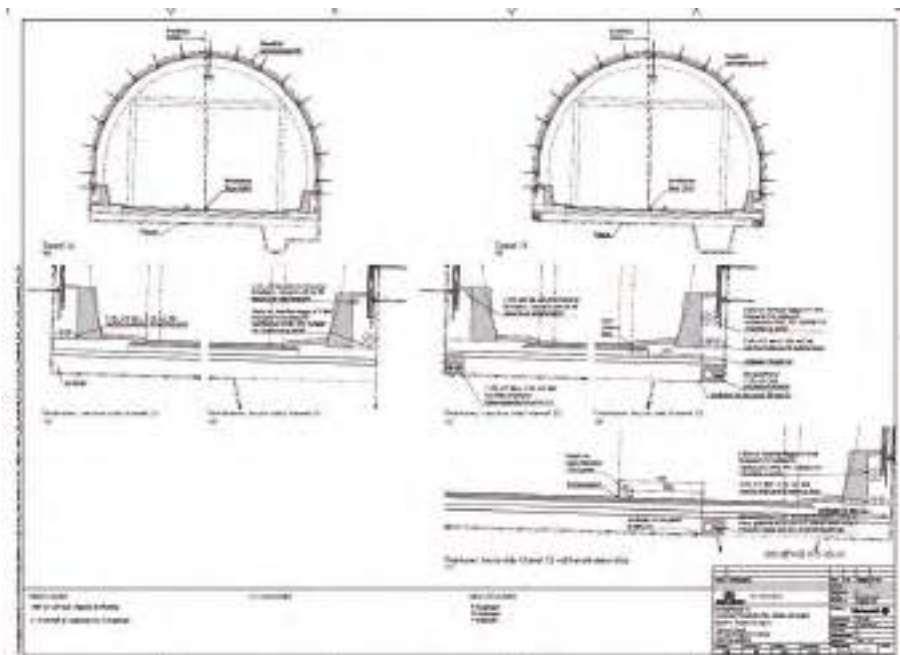
Ferdig tunnel



vegvesen.no



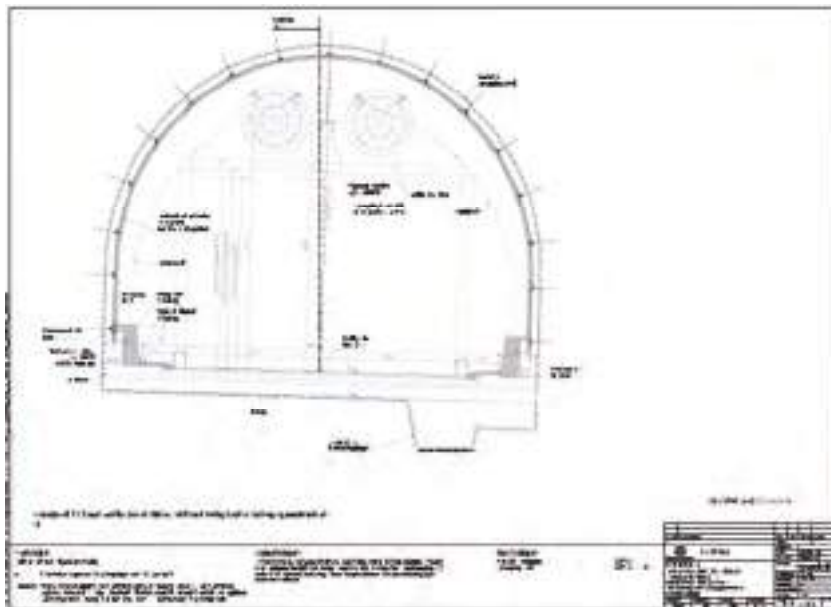
Statens vegvesen



vegvesen.no



Statens vegvesen



vegvesen.no



Statens vegvesen

Rv. 13 Buøy



vegvesen.no



Statens vegvesen

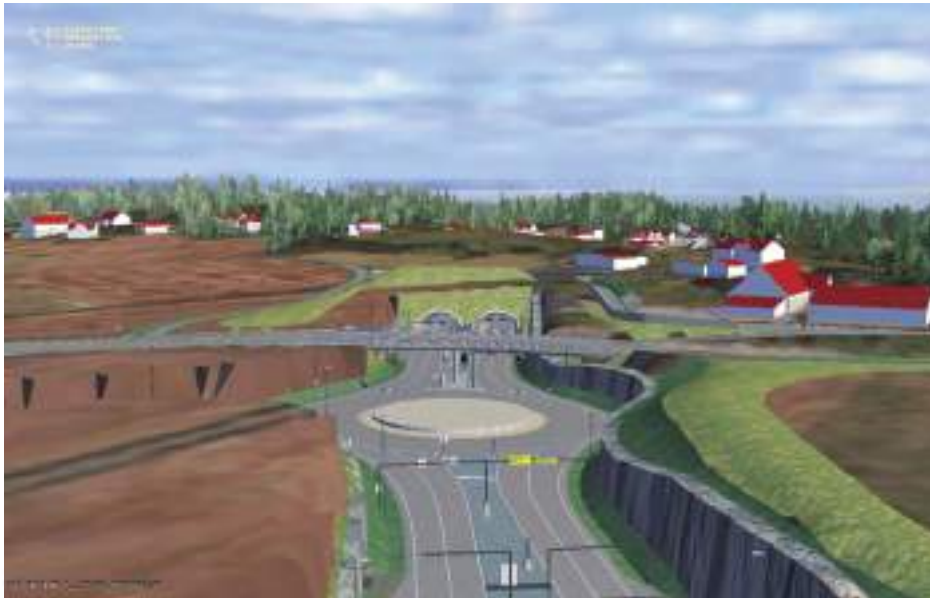
Rv. 13 Hundvåg nord



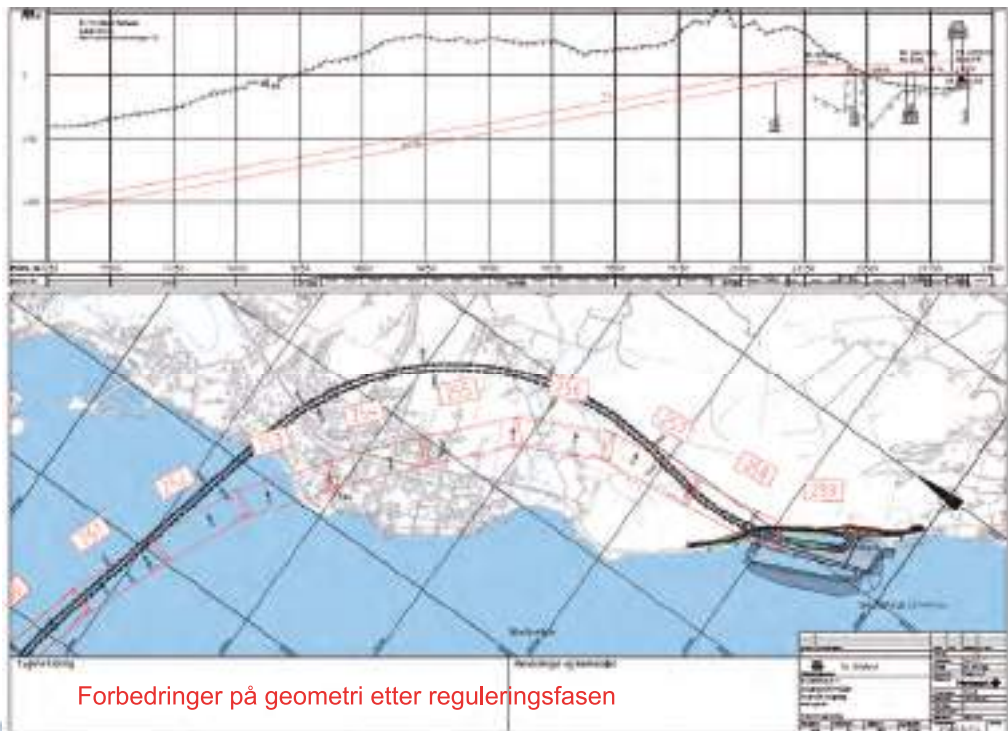
Eksempel på belysning Hundvåg nord



Solbakktunnelen fra Hundvåg nord



Statens vegvesen



Lyssatt portal Solbakk sett fra sjøen



vegvesen.no



Oversikt Solbakk



Statens vegvesen

Inn i Solbakktunnelen på Solbakk



Statens vegvesen



vegvesen.no

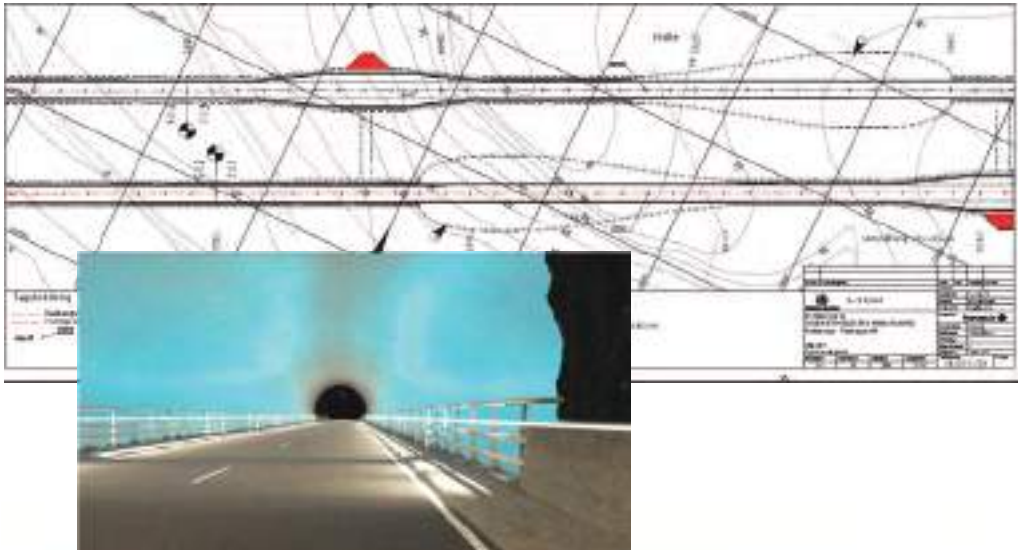
Statens vegvesen

Ut fraq Solbakktunnelen på Solbakk



Statens vegvesen

Fjellhall Solbakktunnelen



vegvesen.no

Statens vegvesen

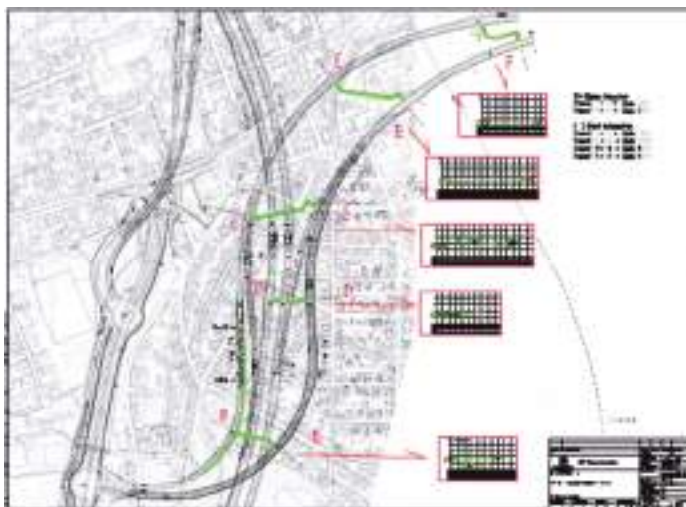
Massevolumer og -deponier



vegvesen.no

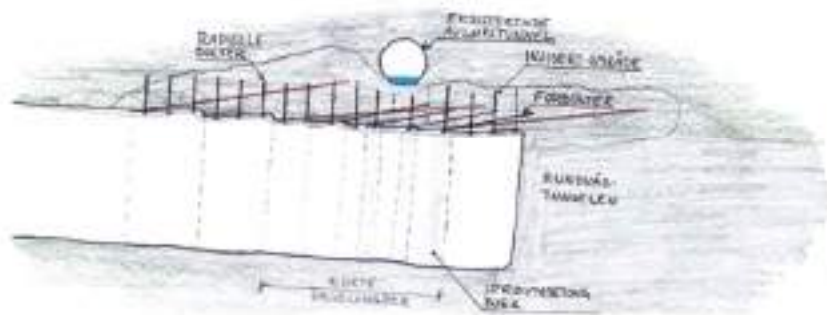


Tekniske utfordringer:



vegvesen.no

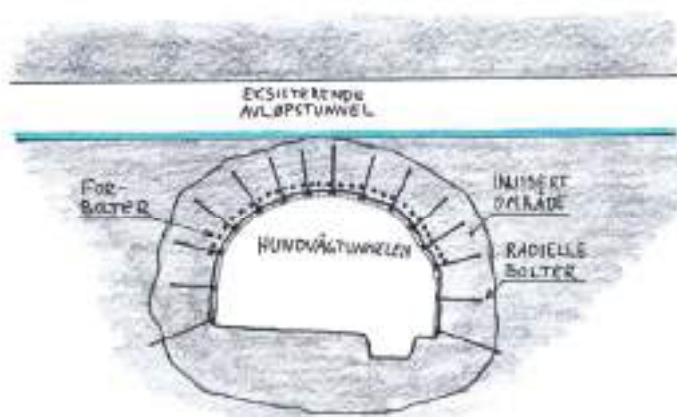




vegvesen.no



Statens vegvesen



vegvesen.no



Statens vegvesen



Faseplaner
E39 v. Schanckeholen

Vegvesen.no



Statens vegvesen



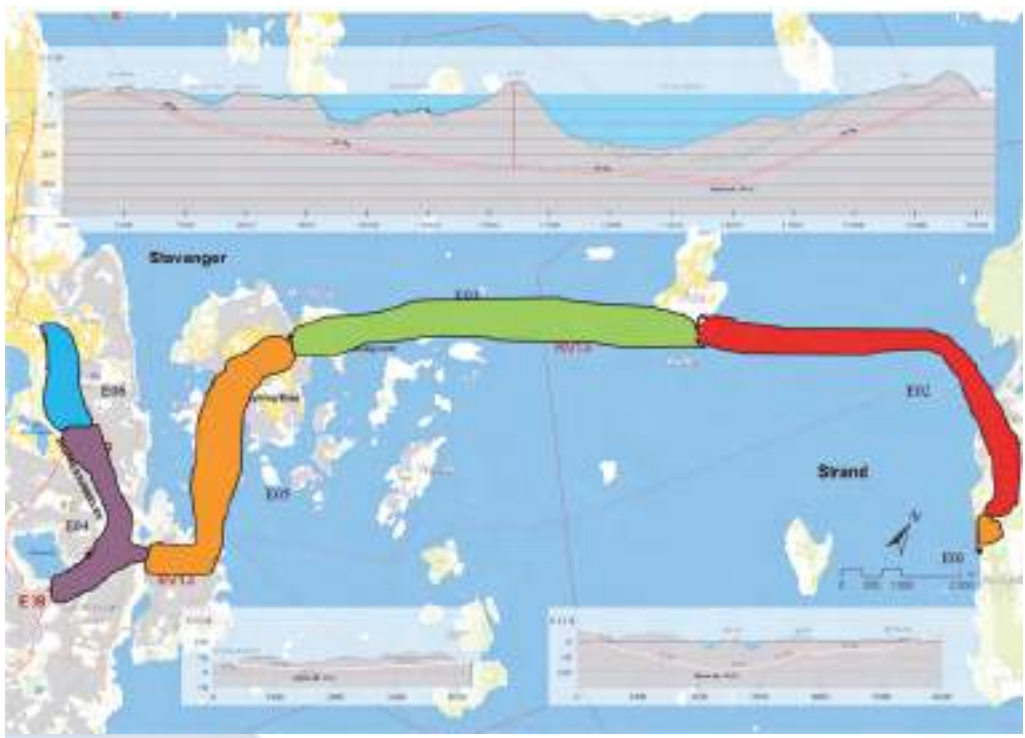
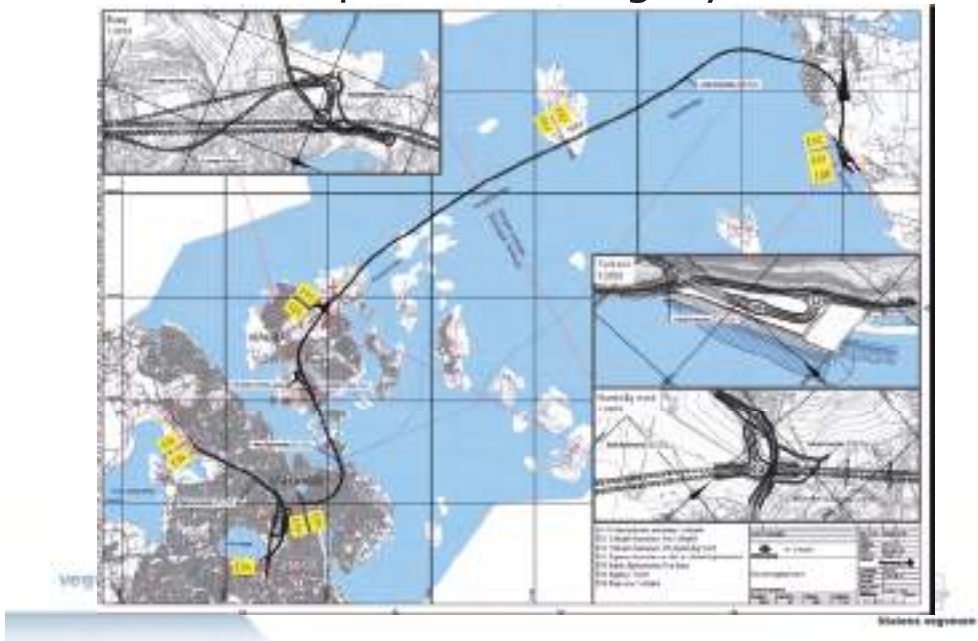
Faseplaner
E39 x Rv. 509 Madlavegen

Vegvesen.no



Statens vegvesen

Entrepriseinndeling Ryfast

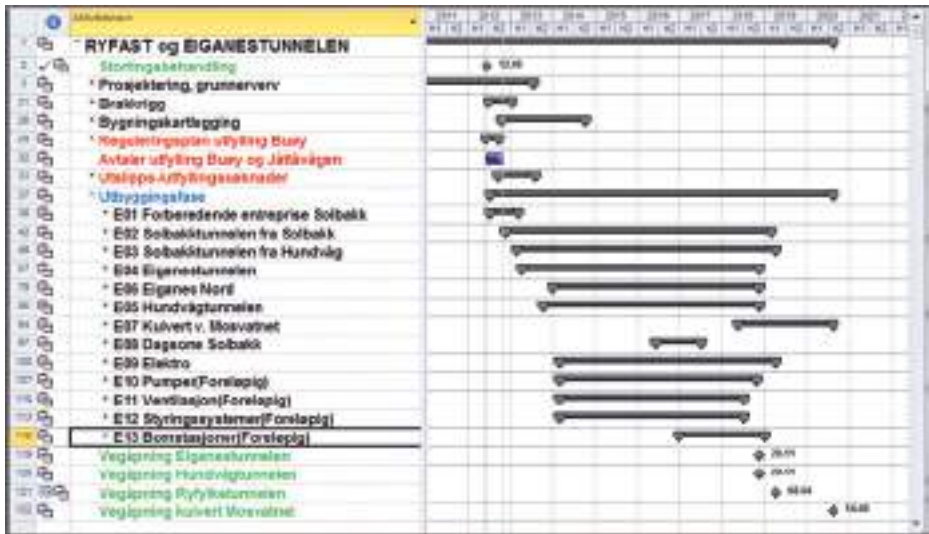


- ✧ E01: Forskjæring Solbakk
- ✧ E02: 7,9 km av Solbakktunnelen fra Solbakk
- ✧ E03: 6,3 km av Solbakktunnelen fra Hundvåg
- ✧ E04: Eiganestunnelen og deler av Hundvågtunnelen
- ✧ E05: Hundvågtunnelen
- ✧ E06: Eiganes nord
- ✧ E07: Kulvert Mosvatnet
- ✧ E08: Dagsone Solbakk
- ✧ E10: Elektro (**)
- ✧ E11: Pumper
- ✧ E12: Ventilasjon
- ✧ E13: Styringssystemer
- ✧ E14: Bomstasjoner

(**) Elektro deles opp pr tunnel og evt. tema

Framdriftsplan

- ✧ Stortingsbehandling 12. juni 2012
- ✧ Oppstart forskjæring Solbakk høst/vinter 2012/13
- ✧ Oppstart tunnelarbeider Solbakktunnelen fra Solbakk vår 2013
- ✧ Oppstart forskjæring/tunnelarbeider Solbakktunnelen fra Hundvåg N høst 2013
- ✧ Oppstart forskjæring/tunnelarbeider Eiganestunnelen vinter 2013/14.
- ✧ Oppstart forskjæring/tunnelarbeider Hundvågtunnelen fra Buøy vår 2014
- ✧ Oppstart dagsone Eiganes Nord høst 2014

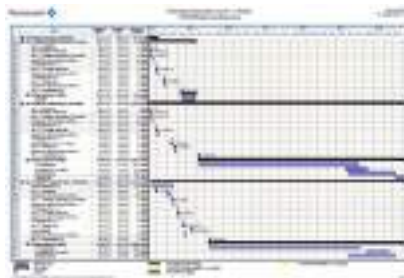


vegvesen.no



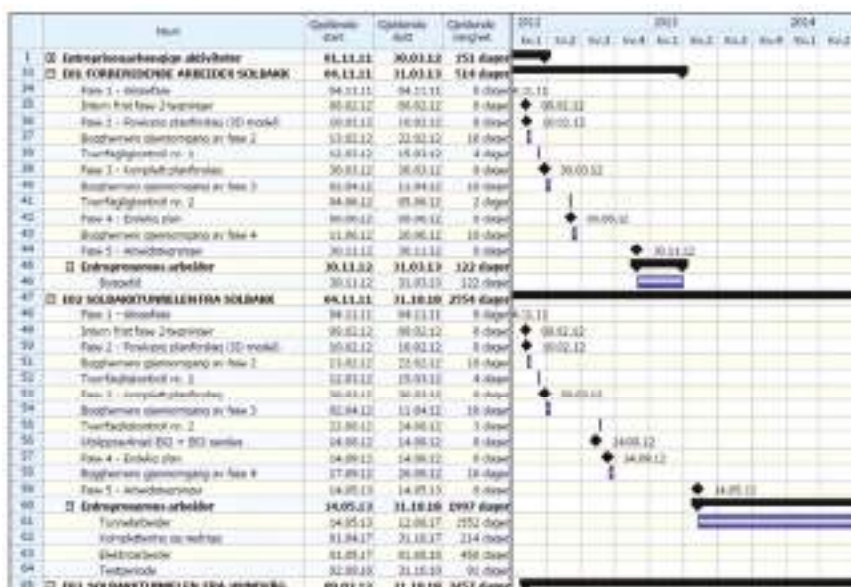
Prosjektering

- ✧ Norconsult AS hovedkonsulent
- ✧ Intern/ekstern samarbeids-/KS-gruppe
- ✧ 4 faser på veg mot endelig byggeplan og konkurransegrunnlag
- ✧ Egne VA-møter m. Stavanger kommune og K/L-møter m. Lyse



vegvesen.no





Vegvesen.no

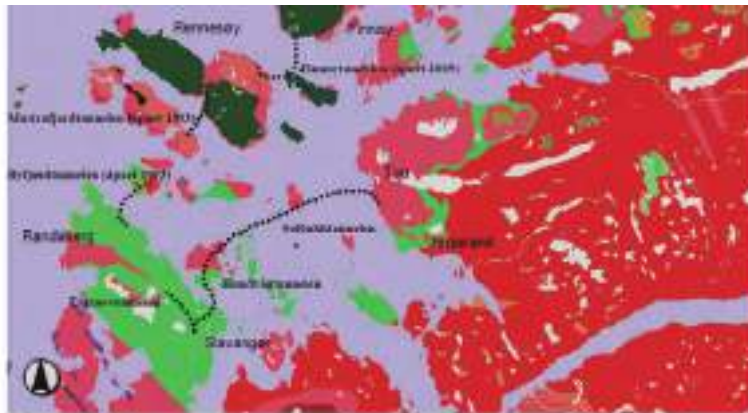


Forundersøkelser

- Seismikk på fjorden utført i flere faser
- Supplerende seismikk juni 2012 på sjø
- Seismikk på land på Hundvåg og Solbakk 2012
- Grunnboringer i påhuggsområder/fjellkontroll
- Kjerneboring
- Miljøprøver
- Miljøkartlegging
- Plante-kartlegging (potetål, svartlistearter)
- Spredningsmåling forurensing

Vegvesen.no





- Deltisk til granitisk gneis, glimmergneiser (fremstilt ved Tau og vedover, og sørvest for Stavanger).
Allokerte langtransporterte daktitebergarter av prekambrisk alder
- Andebolt og glimmeridder (Rosenes og Finnøy).
Allokerte langtransporterte daktitebergarter av prekambrisk alder
- Fyllit (Stavanger og nedover mot Rindalberg).
Allokerte langtransporterte daktitebergarter av kambrisk til ordovisk alder
- Deltisk, gneist, idderig gneist (fremstilt ved Tau og sørvest, og sørvest for Stavanger).
Allokerte daktite bergarter av prekambrisk alder

vegvesen

Figur 8 Oversikt over hovedbøkene i berggrunnsgesologien i området med innseere for Eiganestunnelen, Hundvåggtunnelen og Solbakkgtunnelen innregnet, samt tre andre fullførte undersjøiske veggtunneler.

Statens vegvesen

Grunnerverv

- ✓ Innløsning av 10 bolighus
- ✓ Innløsning av næringsbygg/-arealer
- ✓ Stavanger kommune er en «stor» grunneier
- ✓ Avtaler om massedeponering viktig for prosjektet
 - Buøy Invest AS på Buøy
 - Stavanger kommune i Jåttåvågen

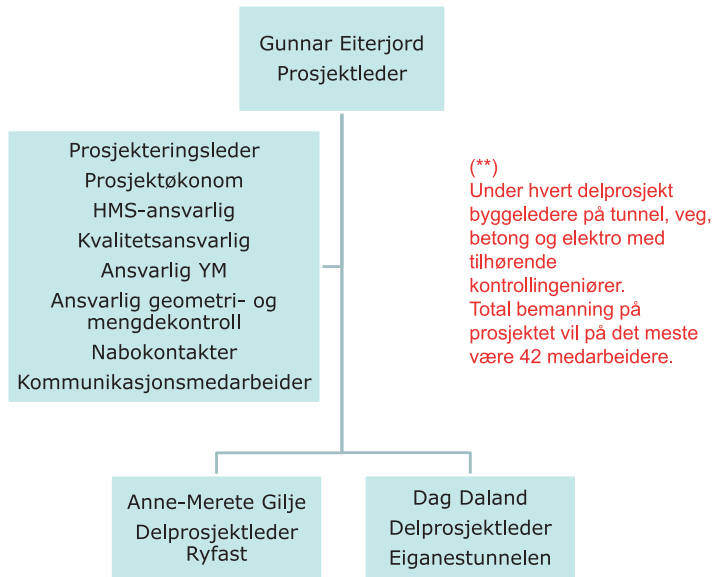
Rammer for avtalene er at SVV står for massetransport, utlegging, komprimering og sikring og at mottaker bekoster dette. «Kopling» mellom avtaler om massedeponi og grunnerverv.

Miljø

- ✧ Støy
- ✧ Vibrasjoner
- ✧ Luftforurensning
- ✧ Utslipp til vann og jord
- ✧ Landskapsbilde og bymiljø
- ✧ Natur og friluftsliv
- ✧ Kulturmiljø
- ✧ Energiforbruk
- ✧ Materialvalg og avfallshåndtering

Utfordringer

- ✧ Framdrift prosjektering
- ✧ Framdrift grunnerverv
- ✧ Riggarealer
- ✧ Formelle avklaringer rundt massedeponiene
- ✧ Avtaleverk m. eksterne
- ✧ Bemanning
- ✧ Intern og ekstern kommunikasjon
- ✧ Fjelloverdekning for «bytunnelene» og tekniske løsninger bl. a. ved kryssing av kloakktunneler
- ✧ God konkurranse om entreprisene



Prosjektkontor Ryfast / Eiganestunnel





09.11. startet
arbeidene med
forskjæringen på
Solbakk 😊



Statistical significance

	Prosjektleder for Ryfast Gunnar Eiterjord 51 91 13 62/91 8 77 085 Epost: gunnar.eiterjord@vegvesen.no			Hanna Holenbakken er rubrikontakt: 51 91 15 02 / 971 52 533 Epost: hanna.holenbakken@vegvesen.no
	Delprosjektleder for Ryfast Anne-Merete Gilje 51 91 13 44 / 917 08 849 Epost: anne-merete.gilje@vegvesen.no			Bjørn Egil Gilje er kommunikasjonssjef: 51 91 13 97 / 906 3 3082 Epost: bjorn.egil.gilje@vegvesen.no

Takk for oppmerksomheten!



Stallard, Margaret

KNAPPHEIT PÅ BYGGERÅSTOFFER – BEHOV FOR BEDRE FORVALTNING?

Shortage of building materials calls for better land-use management

Rolv Dahl Norges geologiske undersøkelse (NGU)

Eyolf Erichsen Norges geologiske undersøkelse (NGU)

Stein Erik Hansen, Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (DMF)

SAMMENDRAG

Samfunnet er fullstendig avhengig av tilgang på mineralressurser for å fungere. Uten slik tilgang blir samfunnet sårbart. Imidlertid er dette et tema som i liten grad engasjerer lokale og regionale planmyndigheter. Norges geologiske undersøkelse (NGU) og Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (DMF) arbeider med å lage informasjon og beslutningsstøtte til forvaltningen som adresserer både behovet for byggeråstoffer og data om ressurskvalitet. DMF er statlig forvaltningsmyndighet for forvaltning av mineralske råstoffer og bruker denne informasjonen i sine høringsinnspill til lokale og regionale planmyndigheter og andre offentlige etater.

SUMMARY

In order to work, our society depends heavily on access to mineral resources in general and building materials in particular. However, this launches some land-use dilemmas that usually are poorly addressed by land-use planners on both local, regional and national level. With databases with valorization of deposits as well as an annual inventory of production statistics, NGU and DMF is working at providing better decision support and information on these topics.

INNLEDNING

Tilgang til byggeråstoffer av god kvalitet er en forutsetning for å utvikle og vedlikeholde bygningsmassen og infrastrukturen i samfunnet vårt. Forbruket er i stadig vekst. Mineralstatistikken for 2011 (*Neeb (2012)*) viser at det ble forbrukt 56 millioner tonn knust fjell (pukk) og løsmasser (grus) innenlands i Norge. Eksport og bruk offshore er ikke tatt med i regnestykket. Fordelt per hode gir dette et årlig innenlandsk forbruk på ca. 11,5 tonn. Gjenvinning og masser fra anlegg vil kunne dekke opp for noe av dette forbruket i framtiden, men fortsatt vil det alt vesentligste av slike råstoffer måtte komme fra nye uttak fra fast fjell (pukkverk) og løsmasser. Derfor er det viktig at samfunnet legger til rette for både etablering av nye uttaksområder og utvidelse av eksisterende uttak.

Slik tilrettelegging er imidlertid komplisert. Uttak av masser med tilhørende bearbeiding (knusing og sikting) medfører nødvendigvis støv, støy og tungtransport. Derfor er slike anlegg lite populære å ha som naboer. Uttaksvirksomhet vil også ofte komme i konflikt med utfartsterreng, naturmangfold og kulturminner. Samtidig forbrukes massene stort sett i

byområder eller store vei- eller byggeprosjekter. Det tas ut store mengder masse, derfor er det viktig at uttakene ligger nærmest mulig forbruksstedene, slik at trafikkmengde, veislitasje og CO₂-utslipp blir så lavt som mulig. I tillegg spiller kvaliteten på massene en rolle. Det hjelper ikke å finne et uttakssted med få arealkonflikter dersom kvaliteten på massene ikke kan oppfylle kvalitetskravene som stilles til råstoffet. Dermed skaper slike uttak, enten det er snakk om nyetableringer eller videreføring av igangværende virksomhet, gjerne arealkonflikter. De fleste forstår at massene må komme fra et sted, men ingen vil ha uttaket i nærheten av seg (NIBY-syndromet: "Not In My BackYard").

I følge Plan- og Bygningsloven har kommunene ansvaret for arealforvaltning. Det finnes en rekke regionale og statlige føringer som kommunene må forholde seg til, ikke minst når det gjelder miljøvern og naturmangfold. Når det gjelder tilgang til byggeråstoffer, er det vanligvis liten interesse for dette temaet hos planmyndigheter lokal, regionalt og nasjonalt. Det har vært lite med overordnede retningslinjer når det gjelder tilgang til byggeråstoffer, men dette kan endre seg.

KVALITET

NGU har etablert og utvikler en nasjonal database over pukk og grusforekomster. 8900 forekomster av grus og 1300 forekomster av pukk har blitt kartlagt og kvalitetsvurdert. Ulike mekaniske og kjemiske tester har blitt brukt for å vurdere egnethet som tilslagsmateriale i veg, asfalt og betong. Basert på vurderinger av arealbruk, kvalitet og kvantitet har forekomstene deretter blitt verddivurdert som enten meget viktige, viktige eller mindre viktige for den lokale forsyning av byggeråstoffer. Denne vurderingen har vært tenkt brukt i kommunenes arealplanlegging.

Fra og med 2006 har NGU og DMF i samarbeid utarbeidet en årlig mineralstatistikk og bergindustriberetning. Denne baseres på innsendte tall fra produksjonsbedriftene og oppsummerer blant annet nasjonens samlede uttak av byggeråstoffer. I 2011 omfatter statistikken 449 grusprodusenter og 500 pukkprodusenter. Tallene viser at det ble solgt 77 millioner tonn grus og pukk i 2011 fra kommersielle uttak, til en samlet verdi av over 4,7 milliarder kroner. Ca. 42% av produksjonen gikk til veiformål, 29% til betongproduksjon, resten til andre formål. Omlag 21,5 millioner tonn ble eksportert, resten ble brukt innenlands. Sannsynligvis er dette et konservativt estimat, fordi masser fra en del anleggsvirksomhet ikke er tatt med.

FORBRUK

Mineralstatistikken viser fylkesvise oversikter over produsert materiale, og gir en del interessante data. Ser man bort fra eksportpukkverkene på Vestlandet, er mye av produksjonen naturlig nok knyttet til store befolkningssentra. *Libach (2012)* indikerer at i Oslo og Akershus alene ble det brukt ca. 7,2 millioner tonn grus og pukk i 2010.

Det er også gjort beregninger på hvor langt ett lass med pukk eller grus transporteres fra produksjonssted til forbrukssted. Se figur 1 og 2.