

2014

FJELLSPRENGNINGS DAGEN

Oslo, 27. november 2014

BERGMEKANIKK DAGEN

Oslo, 28. november 2014

GEOTEKNIKK DAGEN

Oslo, 28. november 2014



ARRANGØR:



**Norsk Jord og
Fjellteknisk Forbund**

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 27. november 2014

BERGMEKANIKK

Oslo, 28. november 2014

GEOTEKNIKK

Oslo, 28. november 2014

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:

Kjetil Vikane, Grete Tvedt, Thomas K. Mathiesen, Siri Engen

C Forfatterne, 2014

ISBN: 978-82-8208-044-6

Fjellsprengningsdagen
27. november 2014
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
28. november 2014
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
28. november 2014
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 27. – 28. november 2014.

Årets arrangement er det 52. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

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

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 27. NOVEMBER

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2014

Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergs gt 30, Oslo

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (NFF)*

Programkomite:

*Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region Vest
Stein Erik Hansen, Direktoratet for mineralforvaltning med
Bergmesteren for Svalbard
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
Astrid Salomonsen, Veidekke AS
Kjetil Vikane, AF Gruppen Norge AS*

Møteleder: **Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS**

- 0900 (1) Åpning – velkommen**
Heidi Berg, Vianova Systems AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- 0920 (2) Samferdselssatsingen i Norge**
Statssekretær Bård Hoksrud, Samferdselsdepartementet
- 0940 (3) Koralm tunnel – status and first experiences from the construction of Austria’s largest TBM-tunnel**
Prosjektleder Gerhard Harer, ÖBB-Infrastruktur AG, Austria
- 1000 (4) 40 år med Q-systemet i Norge og i utlandet**
*Nick Barton, Nick Barton & Associates
Eystein Grimstad, Geolog Eystein Grimstad*
- 1020 Pause**
- 1040 (5) Norske tunnelbyggere verdens beste – en myte?**
Arild Palmstrøm, RockMass as
- 1100 (6) Sprengningsteknisk forsøk – UFP05 Skillingsmyr-entreprisen, Vestfoldbanen**
Vegard Olsen, Orica Norway AS
- 1120 (7) Kontursprängning i ÄSPÖ utbyggnad – dokumentation av strängladdning med emulsion i tunnelkontur**
Henrik Ittner, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB)

- 1140 (8) **Historiske 20 minutter – ”Flåmsbanen – en bane i trass og tro”**
Kjartan Rødland
- 1200 **Lunsj**
- Møteleder: Kjetil Vikane, AF Gruppen Norge AS**
- 1300 (9) **Nytt fra NFF**
Anne Merete Gilje, Statens vegvesen Region vest
- 1320 (10) **Norsk fjellsprenningsmuseum 10 år**
Morten Lund, Norconsult AS
- 1330 (11) **Vedlikeholdsfrie tunneler**
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region vest
- 1350 (12) **Ceequal - økt fokus på bærekraftige løsninger i anleggsprosjekter**
Lars Erik Andersen, Sweco Norge AS
- 1410 **Pause**
- 1430 (13) **TBM erfaringer fra Kargi i Tyrkia**
Øystein Lilleland, Statkraft International
- 1450 (14) **Sporveisprosjektet Lørenbanen og Løren T-banestasjon – status fjellsprenning**
Morten Hovelsen, GeoRock AS
- 1510 (15) **Gruvedrift 700 meter over havet på en isolert øy 70° nord**
Harald Martinsen, Sibelco Europe AS
- 1530 **Pause**
- 1550 (16) **Bergteknisk inspeksjon, tilstands- og risikovurdering av 12km lang tilløpstunnel for urensset avløpsvann (kloakk) fra Karihaugen i Oslo til NRAs avløpsrensaneanlegg i Strømmen**
Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS
- 1610 (17) **Behov for nytekning i HMS-fokuset? Ulike roller! Ulikt fokus – eller sammen om felles utfordringer?**
Elisabeth Schjølberg, Multiconsult AS
- 1630 (18) **Jernbaneprosjektet Farriseidet – Porsgrunn. 7 dobbeltsporede jernbanetunneler på til sammen 15,3 km. Status i prosjektet og bergtekniske utfordringer**
Tom F. Hansen, Jernbaneverket Utbygging Vest
- 1650 **Slutt**
- 1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 28. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2014

Møteleder: *Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS*

- 0900 (19) Kan bedre samhandling i bygge- og anleggsbransjen føre til færre skader grunnet fundamenteringsarbeid?**
Oppsummering av delprosjekt i "Begrens skade"-prosjektet
Grete Tvedt, Statens vegvesen
- 0920 (20) Romeriksporten. Setningsutvikling som resultat av tunnelutbygging og situasjonen i dag**
Steinar Myrabø, Jernbaneverket
- 0940 (21) Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG)**
Inger-Lise Solberg, NGU
- 1000 (22) En diskusjon om løsne- og utløpsområder for skred i sprøbruddmaterialer**
Vikas Thakur, Statens vegvesen Vegdirektoratet
- 1020 Pause**

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)*

Programkomite:

Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS
Øyvind B. Dammyr, NTNU
Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket Utbygging
Torbjørn Yri, Sweco Norge AS
Henki Ødegaard, Multiconsult AS

Møteleder: *Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS*

- 1100 (23) Lederens 10 minutter**
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)
- 1110 (24) Undersjøiske berghaller i Singapore – bergmekaniske utfordringer**
Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk
- 1135 (25) Svellekarakter / svelleegenskaper til noen utvalgte skifrige bergarter**
Catrine Pettersen Skippervik, M.Sc. Ingeniørgeologi/Engineering Geology
- 1155 Lunsj**

- 1300 (26) **Gammelt bygg på svellende grunn – berguttak og sikring i og under eksisterende bygg**
Henki Ødegaard, Multiconsult AS
- 1320 (27) **Utforming av fanggrøft for høye bergskjæringer**
Torgeir Sandøy, Norconsult AS
- 1340 (28) **Ingeniørgeologiske/geologiske løsninger og grensesnitt mot andre prosjekterende fag for å unngå skader og uheldige miljøkonsekvenser ved bygging i og på alunskifer og beslektede svarte leirskifer**
Erik Endre, NGI
- 1400 **Pause**
- 1430 (29) **Direkte fundamentering på berggrunnen – quo vadis?**
Roger Olsson, COWI AS
- 1450 (30) **Pullout strength and critical embedment length of fully encapsulated rebar bolts**
Gunnar Kristjansson, NTNU og Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- 1510 (31) **FoU prosjekt med måling av injeksjonstrykk in situ**
Arnstein Aarset, NGI
- 1530 **Slutt**

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening, NGF*

Programkomite:

Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder)
Guro Brendbekken, COWI AS
Jan Holme, Det norske Veritas AS
Magnus Rømøen, NGI
Geraldine Sørum, NGI
Vegard Woldsengen, Geoita AS

Møteleder: *Grete Tvedt, Statens vegvesen*

1050 (32) **Lederens 10 minutter**
Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder NGF)

1100 (33) **Bjerrum foredrag nr 24**
Meeting today's Ground Improvement Challenges
James K. Mitchell, University Distinguished Professor, Emeritus

- 1200** **Lunsj**
- 1300** (34) **Mass Stabilisation of Contaminated Sediments**
Noora Lindroos, Ramboll Finland Oy
- 1320** (35) **Bestemmelse av nødvendig terrenglast og tid for forbelastning med vertikale dren ved Nye Bangkok Internasjonale flyplass**
Anders Bye, Multiconsult AS
- 1340** (36) **En byggegrøp, litt kalksement og en stilig løsning Bassengbakken, Trondheim**
Martin Holst, Multiconsult AS
- 1400** **Pause**
- 1430** (37) **Bestemmelse av ekvivalente jordfjærer for statiske beregninger og behov for felles forståelse mellom RIG og RIB**
Carsten Hauser, NGI
- 1450** (38) **Forskningstemaet: kryppoppførsel av geomaterialer og innlemmelse i geoteknisk prosjektering. Hvordan best utføre kryppmodellering?**
Gustav Grimstad, NTNU
- 1510** **Pause**
- 1530** (39) **Avløpsprosjektet Midgardsormen. Pressing av store rør over store avstander, til dels med bruk av overtrykk.**
Trond Føyn, Norconsult AS, Rolf A. Lauritzen, Olimb Anlegg AS
- 1550** (40) **Nytte av CPT-sondering som grunnlag for å plassere poretrykksmålere i riktig dybde**
Gunvor Baardvik, NGI
- 1610** **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2014

1. **Åpning – velkommen**
Heidi Berg, Vianova Systems AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
2. **Samferdselssatsingen i Norge**
Statssekretær Bård Hoksrud, Samferdselsdepartementet
3. **Koralm tunnel – status and first experiences from the construction of Austria´s largest TBM-tunnel**
Prosjektleder Gerhard Harer, ÖBB-Infrastruktur AG, Austria
4. **40 år med Q-systemet i Norge og i utlandet**
*Nick Barton, Nick Barton & Associates
Eystein Grimstad, Geolog Eystein Grimstad*
5. **Norske tunnelbyggere verdens beste – en myte?**
Arild Palmstrøm, RockMass as
6. **Sprengningsteknisk forsøk – UFP05 Skillingsmyr-entreprisen, Vestfoldbanen**
Espen Hugaas, Olaf Rømcke, Vegard Olsen, Orica Norway AS
7. **Kontursprängning i ÄSPÖ utbyggnad – dokumentation av strängladdning med emulsion i tunnelkontur**
Henrik Ittner, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB), Anders Bouvin, Magnus Fogdeby og Ari Kainulainen, Forcit Sweden AB, Rickard Karlzén, Uppländska Bergborrnings AB
8. **Historiske 20 minutter – ”Flåmsbanen – en bane i trass og tro”**
Kjartan Røddland
9. **Nytt fra NFF**
Anne Merete Gilje, Statens vegvesen Region vest
10. **Norsk fjellsprenningsmuseum 10 år**
Morten Lund, Norconsult AS, Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS
11. **Vedlikeholdsfriske tunneler**
Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region vest
12. **Ceequal - økt fokus på bærekraftige løsninger i anleggsprosjekter**
Lars Erik Andersen, Sweco Norge AS
13. **TBM erfaringer fra Kargi i Tyrkia**
Øystein Lilleland, Statkraft International

- 14. **Sporveisprosjektet Lørenbanen og Løren T-banestasjon – status fjellsprenning**
Morten Hovelsen, GeoRock AS
- 15. **Gruvedrift 700 meter over havet på en isolert øy 70° nord**
Harald Martinsen, Sibelco Europe AS
- 16. **Bergteknisk inspeksjon, tilstands- og risikovurdering av 12km lang tilløpstunnel for urensset avløpsvann (kloakk) fra Karihaugen i Oslo til NRAs avløpsrenseanlegg i Strømmen**
Jan K.G. Rohde, Sweco Norge AS
- 17. **Behov for nytekning i HMS-fokuset? Ulike roller! Ulikt fokus – eller sammen om felles utfordringer?**
Elisabeth Schjøberg, Multiconsult AS
- 18. **Jernbaneprojektet Farriseidet – Porsgrunn. 7 dobbeltsporede jernbanetunneler på til sammen 15,3 km. Status i prosjektet og bergtekniske utfordringer**
Tom F. Hansen, Jernbaneverket Utbygging Vest

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2014

- 19. **Kan bedre samhandling i bygge- og anleggsbransjen føre til færre skader grunnet fundamenteringsarbeid? Oppsummering av delprosjekt i "Begrens skade"-prosjektet**
Grete Tvedt, Josefin Persson, Statens vegvesen, Gunvor Baardvik, Astri Eggen, NGI, Ingunn Veimo, NFTAS, Halvor Nordbø, Veidekke
- 20. **Romeriksporten. Setningsutvikling som resultat av tunnelutbygging og situasjonen i dag**
Steinar Myrabø, Jernbaneverket, Elisabeth Moss-Iversen, Jernbaneverket
- 21. **Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG)**
Inger-Lise Solberg, NGU
- 22. **En diskusjon om løсне- og utløpsområder for skred i sprøbruddmaterialer**
Vikas Thakur, Frode Oset, Bjørn K. Dolva, Kristian Aunaas, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Trude Nyheim, Stein-Are Strand, Ingrid Havnen, Einar Lyche, Odd Are Jensen, Norges vassdrags- og energidirektorat, Margareta Viklund, Jernbaneverket

BERGMEKANIKKDAGEN

- 23. **Lederens 10 minutter**
Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS (leder av NBG)

24. **Undersjøiske berghaller i Singapore – bergmekaniske utfordringer**
Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggeforsk, Petter Plassbak, Multiconsult AS, Ming Lu, Nanyang Techn. University, Singapore
25. **Svellekarakter / svelleegenskaper til noen utvalgte skifrige bergarter**
Catrine Pettersen Skippervik, M.Sc. Ingeniørgeologi/Engineering Geology, Krishna Kanta Panthi, NTNU, Filip Dahl, SINTEF Byggeforsk
26. **Gammelt bygg på svellende grunn – berguttak og sikring i og under eksisterende bygg**
Henki Ødegaard, Multiconsult AS
27. **Utforming av fanggrøft for høye bergskjæringer**
Torgeir Sandøy, Ingvar Tyssekvam, Norconsult AS
28. **Ingeniørgeologiske/geologiske løsninger og grensesnitt mot andre prosjekterende fag for å unngå skader og uheldige miljøkonsekvenser ved bygging i og på alunskifer og beslektede svarte leirskifer**
Erik Endre, NGI
29. **Direkte fundamentering på berggrunnen – quo vadis?**
Tore Valstad, NGI, Roger Olsson, COWI AS
30. **Pullout strength and critical embedment length of fully encapsulated rebar bolts**
Gunnar Kristjansson, NTNU og Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Are Håvard Høyen, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Charlie C., Li, NTNU
31. **FoU prosjekt med måling av injeksjonstrykk in situ**
Lloyd Tunbridge, Arnstein Aarset, Elisabeth Tønnessen, NGI

GEOTEKNIKKDAGEN

32. **Lederens 10 minutter**
Grete Tvedt, Statens vegvesen (leder NGF)
33. **Bjerrum foredrag nr 24**
Meeting today's Ground Improvement Challenges
James K. Mitchell, University Distinguished Professor, Emeritus
34. **Mass Stabilisation of Contaminated Sediments**
Noora Lindroos, Marjo Ronkainen, Merja Autiola, Pentti Lahtinen, Juha Forsman, Mikko Leppänen, Ramboll Finland Oy
35. **Bestemmelse av nødvendig terrenglast og tid for forbelastning med vertikale dren ved Nye Bangkok Internasjonale flyplass**
Corneliu Athanasiu, Anders Bye, Jan-Anders Finstad, Multiconsult AS

36. **En byggegrøp, litt kalksement og en stilig løsning
Bassengbakken, Trondheim**
Martin Holst, Multiconsult AS
37. **Bestemmelse av ekvivalente jordfjærer for statiske beregninger og
behov for felles forståelse mellom RIG og RIB**
Carsten Hauser, Kjell Karlsrud, NGI
38. **Forskningstemaet: kryppoppførsel av geomaterialer og innlemmelse i
geoteknisk prosjektering. Hvordan best utføre kryppmodellering?**
*Gustav Grimstad, NTNU, Magne Mehli, NGI, Hans Petter Jostad, NGI og
NTNU*
39. **Avløpsprosjektet Midgardsormen. Pressing av store rør over store
avstander, til dels med bruk av overtrykk.**
Trond Føyn, Norconsult AS, Rolf A. Lauritzen, Olimb Anlegg AS
40. **Nytte av CPT-sondering som grunnlag for å plassere poretrykksmålere
i riktig dybde**
Gunvor Baardvik, NGI, Else Motzfeldt, Jørn Harald Grøndal, Jernbaneverket

Heidi Berg, Vianova Systems AS
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Bård Hoksrud
Statssekretær i Samferdselsdepartementet

SAMFERDSELSSATSINGEN I NORGE

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

KORALM TUNNEL – STATUS AND FIRST EXPERIENCES FROM THE CONSTRUCTION OF AUSTRIA’S LARGEST TBM TUNNEL

Gerhard Harer (ÖBB Infrastruktur AG, Graz, Austria)

SUMMARY

The Koralm tunnel with an overall length of approx. 33 km and a maximum overburden reaching around 1200 m represents the core piece of the new high-speed railway line from Graz to Klagenfurt in the South of Austria. Integrated into the Baltic-Adriatic Axis it will be one of the world longest traffic tunnels. This article provides general project information about the project, points out specific characteristics related to the use of hardrock TBMs and presents the current state of the ongoing construction works.

INTRODUCTION

The Koralm railway as a part of the Baltic-Adriatic Axis (BAA) is located in the south of Austria, linking the provinces of Carinthia and Styria. The tunnel with its length of 32.9 km crosses below the mountain range of the Koralpe, a crystalline massif in the Eastern Alps.

In October 2011, the European importance of the Koralm railway was acknowledged and the project has been added to the “Core-Network” of the European Union. In the suggestions of the European Commission the Baltic-Adriatic Axis with the Koralm railway has been ranked in first place in the top-ten priority traffic projects. The route links northern Italy and the important Adriatic ports with the Vienna area, the Czech Republic, Slovakia and Poland and the Baltic States and thus the Adriatic with the Baltic Sea (see figure 1).

In Austria the new Koralm railway line will reduce the present travel time between the provincial capitals of Graz and Klagenfurt from present three hours to less than one hour and will form the basis for a significantly improved passenger and goods transport.

The tunnel is characterized by a double tube tunnel system with cross-passages each 500 m (see figure 2). Design enables a maximum travel speed of 250 km/h. The longitudinal gradients are in a range between 3.0 and 5.6 ‰. In the middle of the tunnel stretch an emergency stopping area will be installed. The tunnel system is kept very simple to achieve low construction and LC costs and to make a safe and efficient operation possible. Also all system components of the technical equipment are kept simple and very safe against breakdowns. All components are redundant systems and a total breakdown of them is very improbable.



Figure 1 TEN-T Core Network Corridors with the Koralmbahn railway marked

The tunnel is subdivided into three construction lots: two on the Styrian side (KAT 1 and KAT 2) and one on the Carinthian side (KAT 3). The construction of lot KAT1 already was completed successfully, the lot KAT2 is under progress. Predated to KAT 3, the ventilation structure Paierdorf is under construction at the shaft Paierdorf area. Since the beginning of 2014 also lot KAT3 is under construction.

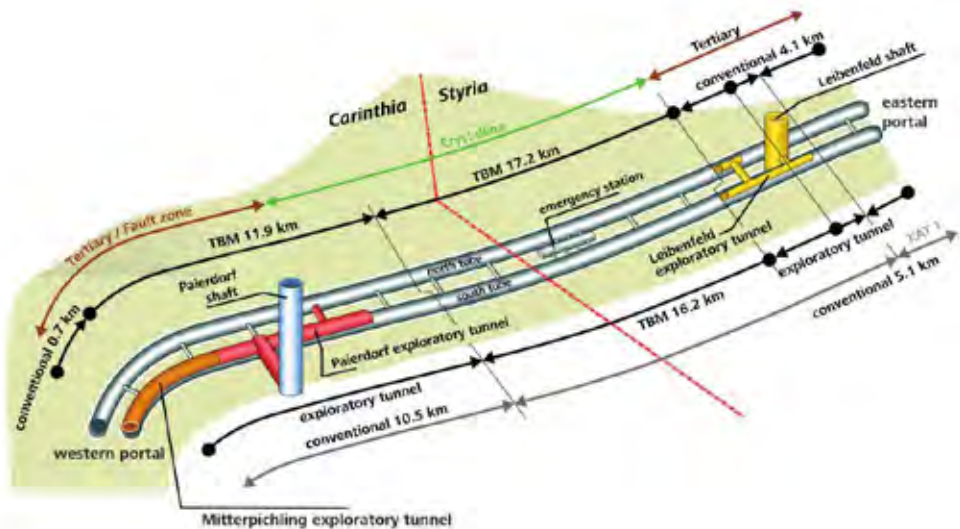


Figure 2 Schematic layout showing the exploration tunnels and shafts, running tunnels, cross-passages and emergency stopping area as well as the sub-division of the main contracts KAT 1, KAT 2 and KAT 3

The Lots

As an integral part of this stepwise investigation program, work started in 2003 with the excavation of a system of investigation tunnels and shafts [1]. They served in particular to gain necessary detailed geological and hydrogeological knowledge for the main tunnel construction.

As a result of preliminary studies in the planning phase with respect to geological, topographic and logistic conditions, the Koralm tunnel project was divided into three major construction lots, i.e. KAT1, KAT2 and KAT3. The position and the sub-division of the entire project are shown in figure 2. The railway equipment including slab track and feeder system is not part of the civil works contracts.

KAT 1

The Lot KAT 1 is situated in the Western Styria area. Construction work started in December 2008 with excavation works at the eastern portal. Subsequently, a cut and cover section of app. 280m length had to be completed within one year to meet requirements of the environmental impact assessment. The tunnel drives were launched in April 2010 and the first

tube reached the neighboring Lot KAT2 in May 2012 after two years of excavation. The construction method was conventional tunneling followed the principles of the New Austrian Tunneling Method (NATM). Throughout the entire length the tunnel is located within weak Neogene (Quaternary and young Tertiary) sediments of the Western Styrian Basin. The rock mass is predominantly composed of partially cemented silt- and sandstones, commonly alternating in a sandwich-like manner.

NATM design and construction has been applied as most appropriate construction method for such conditions. Depending on the rock mass and ground water conditions and the primary stress state, a systematic fore-poling, face support with self-drilling rock bolts, anchors, wire mesh and shotcrete were successfully applied (figure 3). In a few areas of low overburden and weak rock mass the top heading had to be opened sequentially. Two areas with extremely low overburden of less than 10 m were crossed below during the construction. In these cases pipe roof umbrella pre-support was installed.



Figure 3 Invert works at contract lot KAT 1

KAT 2

Lot KAT 2 is the largest construction contract of the Koralm tunnel. Works started in January 2011 with excavation from the existing exploratory shaft Leibenfeld. At the same time excavation of an additional twin construction shaft with a cross section of approx. 650 m² and a depth of 60 m was started. From this shaft, which overlays both northern and southern tube, further conventional tunneling headings were launched. The driving was directed simultaneously towards the east (meeting with KAT 1) and the west (advancing to the crystalline central part of the Koralm massif) containing 4.5 km of tunneling in Neogene sediments as well as in the transition zone to the crystalline rock mass.

The westward headings had to advance for 1100 m and 1800 m in order to begin construction of the TBM assembly caverns in competent rock in the North and South tube, respectively. With a cross section of nearly 300 m² and a length of 40 m, the dimension of the two assembly caverns meet the necessities for the underground assembly of the two, about 180 m long TBM's. The underground assembly of the first TBM for the southern tube started in September 2012, for the northern TBM in November 2012. The advance of 17 km at the southern tube will start in January 2013 followed by the 16 km for the northern tube two months later (see figure 4).

Additionally to the main tunnel drives, 38 cross-passages with a length of approx. 40 m have to be constructed. Furthermore, an emergency stop area with a length of 900 m has to be excavated in the middle of the tunnel.

First breakthrough to lot KAT3 is expected in 2016, works will be completed at lot KAT2 in 2019.



Figure 4 TBM "south" right after installation in lot KAT 2

The construction shaft is the logistic centre for the material management and supply of the two TBMs. The main construction site facilities are installed in the Leibenfeld area including the construction plant for segment fabrication (see figure 5). Also most of the mucking material is treated on site for further use (aggregates, fill material) on site.

KAT 3

The third lot KAT 3 is located entirely in the province of Carinthia and starts from the western portal in the Lavanttal valley. Almost 8 km of the southern tube already exist in form of the top heading which has been constructed as exploratory tunnels Paierdorf and Mitterpichling from 2004 to 2010. Bench and invert will be excavated conventionally within the lot KAT 3. Remaining 2.7 km of the southern tube to the break-through point with lot KAT 2 are being excavated using full-face drill and blast following the principles of NATM.

The northern tube with a length of approx. 12 km will be advanced with a single shield TBM, equipped with earth pressure components for the first five kilometers in the Neogene sediments as well as in the Lavanttal fault zone [2]. The EPB shield machine has to be converted underground to a single shield TBM for the remaining crystalline bedrock section with a length of 7 km.

The main construction of the lot KAT3 started in December, 2013 and is expected to be finished in 2020.



Figure 4 Site installation of lot KAT 2 at "Leibensfeld" (in the back of the picture) with storage and material treatment facilities

RAILWAY EQUIPMENT AND BRINGING INTO SERVICE

The installation of the railway equipment including slab track and feeder rail system will complete the works until 2021. After a testing period of approximately one year the public trains will travel in the tunnel from 2023 on.

GEOLOGICAL OUTLINE AND GROUND INVESTIGATIONS

The mountain range which will be crossed by the Koralm tunnel consists of a polymetamorphic crystalline basement. Predominant lithology consists of mylonitic gneisses and micaschists, with occasional marbles, amphibolites and eclogites. The crystalline basement is bounded by master faults which have generated tertiary basins on both sides of the mountain range. The sediments of both Tertiary basins encountered by the tunnel are mainly fine-grained, clastic deposits of fluvial and marine origin (see figure 5).

The recent morphological features of the Koralm massif were formed by Tertiary to Quaternary brittle faulting, weathering and erosion. Residual soils, generated by deep reaching in situ weathering and periglacial debris, cover the bedrock.

The geological model has been developed by a multi-stage process for each planning phase with the aim of achieving a three-dimensional understanding of ground conditions. This

sequence is based on a stringent procedure to investigate with increasing detail and adapted to suit the required project phase and legal procedure. This enables an efficient and structured gaining of extensive knowledge of the ground conditions. In the course of the geological investigations, a total of 133 cores were drilled with a total length of 21.000 m and maximum depths of 1.200 m. Complementally, intense geophysical investigation were further applied for the specific conditions and the purpose of the investigations.

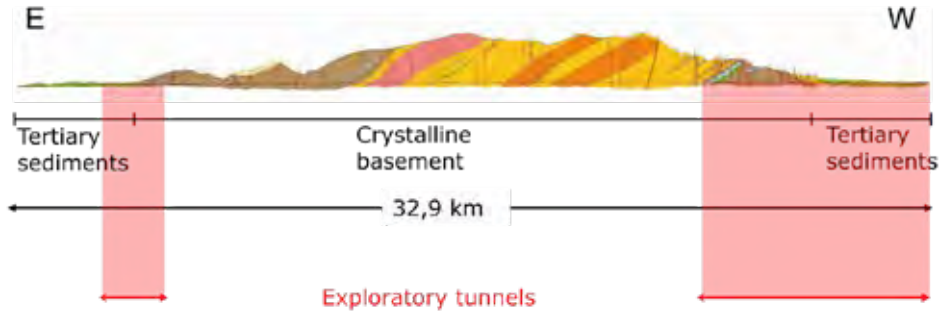


Figure 5 Simplified geological longitudinal section along the Koralm tunnel alignment

As an integral part of this stepwise investigation program, work started in 2003 with the excavation of a system of investigation tunnels and shafts. They served in particular to gain the necessary detailed geological and hydrogeological knowledge for the main tunnel construction. Ahead of tunneling, in particular in TBM sections, additional investigation is mandatory. This investigation is performed either by means of (mostly hammer-) drilling or by the application of the advanced seismic survey method TSWD [3].

TYPICAL CROSS SECTION

Numerous innovative aspects were considered while developing and optimizing the cross-section of the Koralm tunnel. Focusing on economic criteria this meant to develop a smallest possible profile on the one hand but also to satisfy all decisive criteria regarding safety of passengers, maintenance and repair, energy consumption and aerodynamic properties.

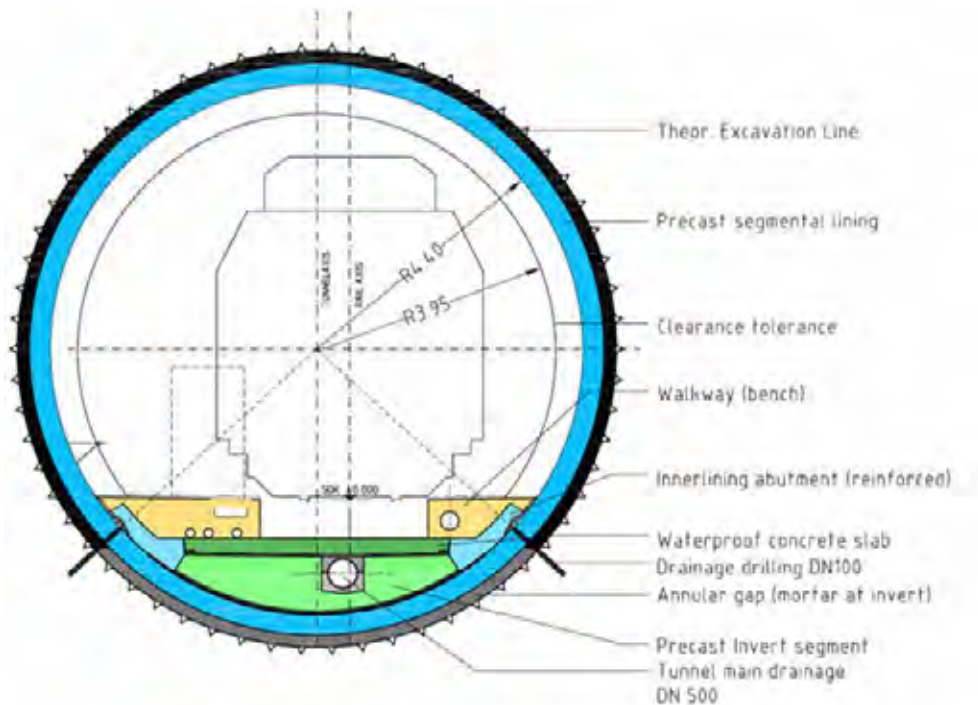


Figure 6 Simplified standard cross section for the Koralm tunnel (TBM section)

The necessary railway equipment has an effect on the tunnel cross-section. Standardized and conventional elements, for example the overhead catenary system result in the requirement for a clearance area of over 50 m^2 above the top of rail level. The application of a feeder rail system reduces significantly the required clear section area.

Regarding the aerodynamic aspects in the tunnel, investigations were undertaken to find out the limitations of cross-section reduction. The design travel speed of up to 250 km/h and the energy consumption have been considered in the evaluation of the reduced cross-section. Furthermore requirements concerning the criteria for a maximum pressure difference of 10 kPa while a train runs through were also verified for the planned cross-section. The guideline values for pressure variations inside the train to ensure acceptable comfort for the passengers were also complied with (UIC 2005).

As a result of optimization and consideration of technical details the clear section area of app. 44 m^2 was chosen (see figure 6). The procedure with emphasis on the overall end product satisfies all the requirements of construction and operation [3].

EXPERIENCES AND PROSPECTS

The construction works at the Koralm Tunnel are on time. Excavation works of Lot KAT 1 were successfully accomplished, conventional tunneling along the sections in lot KAT2 and KAT3 is also very well in progress. According to the current time schedule, the first breakthrough between Lot KAT2 and KAT3 is predicted for 2016. Within 2018 all works on the inner lining, drainage and the invert slab will be completed for Lot KAT2 and in 2020 for lot KAT3.

In lot KAT2 meanwhile more than 50% of the stretch, which has to be bored by means TBM, is managed and work is in schedule. By way of most of the TBM sections TBM's monthly advances were in the range between 400 and 700 m (figure 7). Up to now the best daily advance of one machine reached 45 m! Despite these appealing progress of the TBMs the complete back-up logistic chain didn't show relevant weakness.

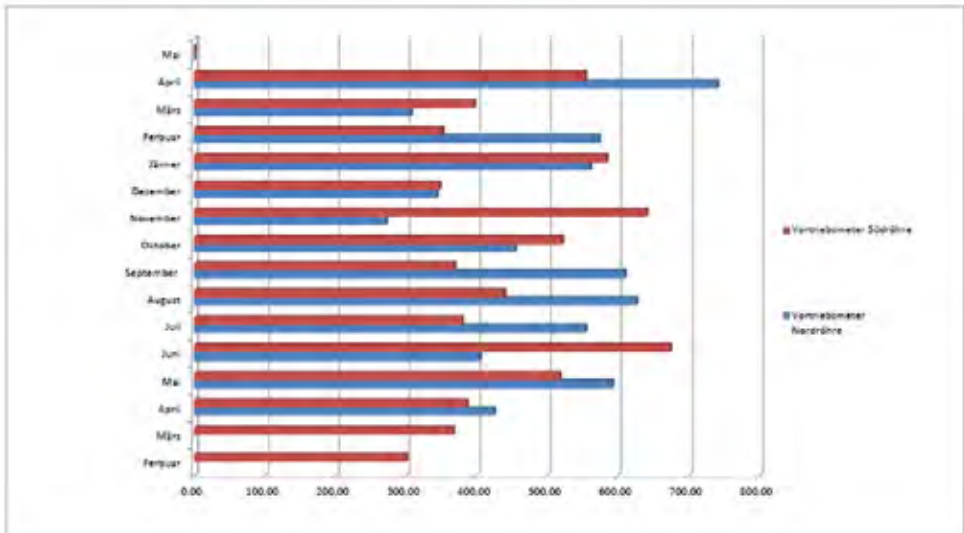


Figure 7 Monthly advance rate over the first 1 ½ years of TBM excavation in lot KAT2

In winter 2013/2014 a predicted water bearing zone had to be crossed. By means of ahead exploration this zone was detected in detail at an early time stage and all measures to reduce the hydraulic pressure and to drain this fractured zone could be applied according to plan. Despite a residual water ingress of several tens of liters this zone was passed without major disruption (see figure 8).



Figure 8 Water ingress to TBM tunnel KAT2

In spring 2014 TBM “South” entered a zone which was predicted to be influenced by series of fault zones over several hundreds of meters. Overburden reached around 800 m. Most of the first fault zone could be excavated controlled and with moderate speed. But, in combination with a damage of the conveyor belt, caused by the blocky material, the TBM came to a standstill. Within this time loss a progressive collapse ahead and above the tunnel occurred and clammed the TBM.

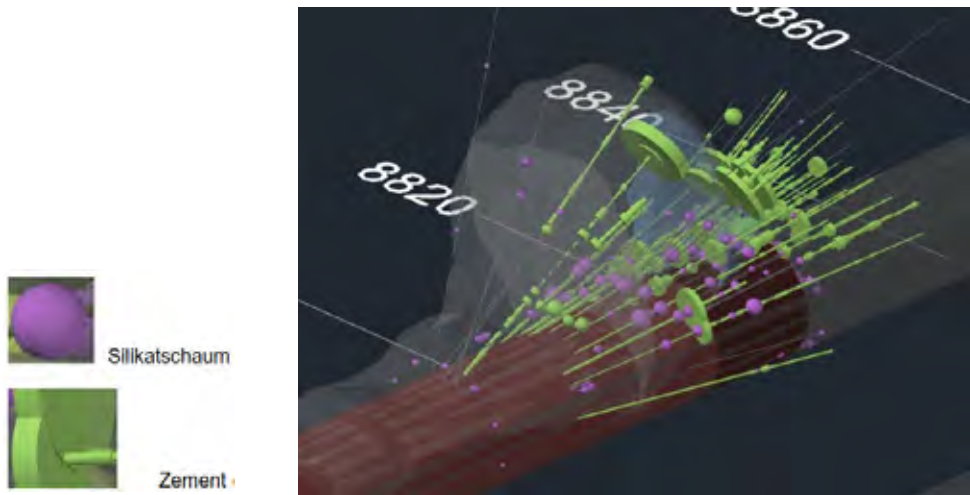


Figure 9 Dimension of collapse and grouting measures (purple \triangleq foam, green \triangleq cement, diameter related to the sectionalized use of grout)

After an additional strengthening of the existing tunnel support a series of hammer and core drillings were performed and lightened the dimensions of this collapsed area with several thousand cubic meters.

Over a period of several weeks the loosened broken material was grouted in a multi-stepped procedure, first by the use of silica foam followed by cement grouting. The dimensions of the collapsed zone and the heterogeneous grouting conditions are shown in figure 9. Meanwhile TBM “South” passed this zone and started again regular excavation. Also TBM “North” had to cross this perpendicular to tunnel alignment orientated fault zones. However, sensitized from the experienced in the first tube all equipment was completely checked before entering such a fault zone and the shield was shortened by performing excavation in a single shield modus. By performing additional grouting TBM “North” could successfully pass this zones.

In comparison to conventional heading in particular the limited available space and the absence of flexibility in the TBM was hindering for the measures to be performed. However, in combination with the assistance of the knowledge from the consequent investigation ahead of heading an up-dated geotechnical management concept was carried out which was already successfully proven while the parallel excavation in the northern tube.

REFERENCES

- [1] Harer, G.: Koralm Tunnel – Benefits of a structured investigation process for a large tunnel Project – the clients view, Proc. World Tunnel Congress, Budapest (2009)
- [2] Moritz, B., Handke, D., Wagner, H., Harer, G, Mussger, K. Criteria for the selection of tunnelling method through the example of the Koralm Tunnel, Geomechanics and Tunneling (2011)
- [3] Radinger, A., Fasching, F., Pack, G., Kreutzer, I., Kostial, D.: Consistent exploration by probe drilling and TSWD through the example of the Koralm tunnel, Geomechanics and Tunneling (2014)
- [4] Harer, G., Mussger, K., Hochgatterer, B., Bopp, R. Considerations for development of the typical cross section for the Koralm tunnel. Geomechanics and Tunnelling (2008)

**FORTY YEARS WITH THE Q-SYSTEM IN NORWAY AND ABROAD
FØRTI ÅR MED Q-SYSTEMET I NORGE OG I UTLANDET****Nick Barton og Eystein Grimstad****Nick Barton & Associates og Geolog Eystein Grimstad****SUMMARY**

This paper describes some of the lessons learned during four decades of application of the Q-system. It was first used in hydropower projects in Norway and in a water transfer project in Peru in 1974. Some years afterwards, application in Norwegian road tunnels followed. Personal application by the two main developers of the method in more than 30 countries, and widespread use by others in civil and mining engineering around the world, has provided rich experiences, stimulated numerous discussions and critique, and probably provided a simpler means of communication for geologists, for rock engineers, for mining engineers and also for lawyers in numerous court cases. In reality the Q-system is far more than six parameters, as the geology has to be understood before application can be optimal. A new combination of parameters, simply J_n/J_r , is found to have surprisingly useful properties for tunnels and mines.

SAMMENDRAG

Denne artikkel beskriver en del av det man har lært, etter førti år med anvendelse av Q-systemet. Oppstart var i Norske vannkraft prosjekter, og i et vann over-førings prosjekt i Peru i 1974. Noen år etter var det anvendelser i Norske veitunneler. Personlig anvendelse i flere enn 30 land av de som utviklet metoden, og utstrakt bruk av andre i sivil- og gruveprosjekter over hele verden, har resultert i rike erfaringer, stimulert utallige diskusjoner og kritikk, og ført muligens til lettere kommunikasjon mellom geologer, bergingeniører, gruveingeniører og også mellom advokater i mange rettsaker. I realitet har Q-systemet langt flere enn seks parameter, fordi geologien må først ble forstått for optimal anvendelse. En ny kombinasjon av parameter J_n/J_r , viser seg å ha overraskende nyttige egenskaper for bruk i tunneler og gruver.

1. INTRODUCTION

Development of the Q-system during six hectic months in 1973 started as the result of a question from NVE (Statkraft) to NGI. The first author could not answer the question, so started developing a rock mass classification method, linked to support needs. RQD/ J_n came first, with successively added parameters, and a lot of trial-and-error and empiricism using more than 200 case records. This finally enabled an answer to be given to the challenging question from Statkraft (NVE): Why all the different deformation magnitudes in Norwegian hydropower machine halls? So from the start not only rock mass quality, but excavation dimensions, purpose and rock reinforcement and support needs were integral parts of the method. The *number of joint sets*, which was suggested as an addition to RQD by Don Deere's Ph.D. student Cecil (1970), has remained an important part of Q, but is remarkably absent from Bieniawski's RMR and is therefore also absent from GSI, which is the basis of the Hoek-Brown *non-empirical* failure criterion, used by so many optimistic continuum modellers. Since rock mass classification was '*not supposed to be possible, and can therefore never be developed*' (roughly the opinion expressed in NTH/NTNU Norwegian engineering geology course notes for several decades), it can be imagined the enthusiasm from Trondheim and other quarters, when Q was launched in 1974.

Besides engineering colleagues at NGI (principally Lien and Løset in the first years), the Swedish contractor Skanska was among the first outside Norway to test the method in the ensuing months, in the Majes project in Peru. Application in Norwegian hydropower and road and rail tunnels gradually developed to impressive levels in the seventies and following decades, despite natural early suspicion from those outside NGI. Today Q is used, often in combination with RMR, in thousands of projects around the world, and all principal mining countries use Q' ($= RQD/J_n \times J_r/J_a$) for non-entry stope design, in order to help find the transition between stable and over-breaking or caving ore-bodies or surrounding waste rock. Stope wall areas in excess of 10 to 20,000 m² present challenges in minimizing dilution.

2. THE ADVANTAGE OF A LOGARITHMIC QUALITY SCALE

Unlike RMR or GSI (= RMR-5) and the Austrian F1 to F7 rock mass quality scale, the Q-value resembles a logarithmic scale of quality with its six orders of magnitude from approximately 10^{-3} to 10^3 . With the normalization $Q_c = Q \times UCS/100$ introduced by Barton (1995), the Q_c scale can reach almost eight orders of magnitude, and then approaches the *actual variability found in nature*. One only needs to consider the range of deformation moduli and shear strengths depicted in the deliberately contrasted photographs in Figure 1 to realise that not only these parameters, but also the need for support and the *loading of the support* can cover an extremely big range: from zero up to even 200 t/m². As will be seen later, there is a clear inverse proportionality between support pressure/capacity needs, and the simply estimated deformation modulus, which itself can vary by a factor of 100, or even 1000, between the extremes of saprolite/soil and hard unjointed rock. The extreme non-linearity and anisotropy of nature does not link in a simple way to linear (RMR or GSI) rock quality scales, so formulae (such as those behind the Hoek-Brown shear strength criterion) are unnecessarily complex (Barton, 2014).



Figure 1 Contrasting worst ($Q \approx 0.001$) and best ($Q \approx 1000$) rock mass qualities. Examples from Brazil (2) Sweden and Hong Kong (the latter due to an unrepresentative vertical hole). The core box with core loss is from the wide regional shear zone at Hallandsås, in S.W. Sweden.

The logarithmic appearance of the Q-value scale, stretching over six orders of magnitude, has proved to be a great *advantage*, and results in simple empirical equations for relating Q or Q_c to velocity, deformation modulus, and deformation.

3. OVERBREAK ESTIMATION USING THE RATIO J_n/J_r

An unusual combination of Q parameters: the ratio J_n/J_r , involving the number of joint sets and the dominant joint roughness, indicates that a ratio $J_n/J_r \geq 6$ automatically means a strong likelihood of ‘natural’ overbreak, for which a contractor cannot be blamed for harsh blasting practices. Figure 2 illustrates the combined importance of J_n and J_r . The overbreak-facilitating ratio $J_n/J_r \geq 6$ applies over a range of $J_n = 15, 12, 9, 6, 4$ and over a range of J_r of 1, 1.5, 2 and 3. If blocks are not formed due to insufficient joint sets, or when joint roughness is significant, a typically massive rock mass with for instance $J_n/J_r = 4/3$, would mean virtually all half-rounds are visible. However, a contractor will have great difficulty to produce half-rounds when $J_n/J_r > 6$ due to the naturally over-breaking rock mass.

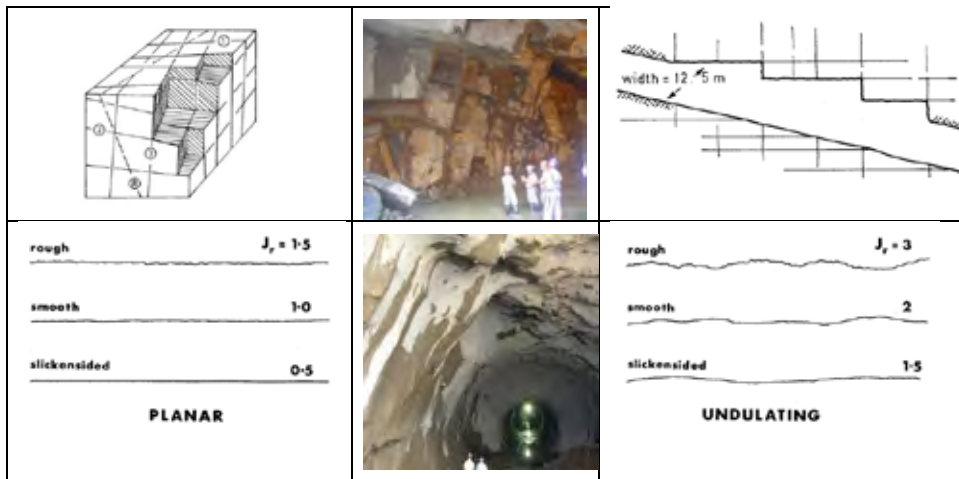


Figure 2 Overbreak is extremely likely to occur despite a contractor’s efforts with careful blasting, if the most frequent value of the ratio $J_n/J_r \geq 6$, i.e. 6/1, 9/1.5, 9/1.0, 12/2, 12/1.5, 12/1.0, 15/1.5. Visible half-rounds or at least lack of overbreak will tend to be found when $J_n/J_r < 6$, such as 3/3, 4/2, 6/1.5, 9/2, 9/3, 12/3, 15/3. Lack of block structures combined with dilatant joint roughness or discontinuous joints prevent its occurrence. All half-rounds (and virtually no overbreak) will appear with $J_n/J_r = 2/3$, or 2/4 which would be typical of a massive granite with discontinuous jointing.

The ratio of J_n/J_r , applying as it does to a wide range of J_n values and to a wide range of J_r values, becomes a useful tool for assessing whether a contractor has blasted ‘carelessly’, or whether the over-break is inevitable, unless artificially short rounds were blasted, thereby compromising tunnel (or mine roadway / access ramp) production schedules too much.

The writers have both worked mainly in civil engineering projects. Nevertheless on occasion there has been the opportunity to apply ‘civil engineering’ methods to mining problems. The open-stope case shown in Figure 3 was sketched on over-heads (25 years ago), to represent over-break situations in long-hole drilling drifts in the LKAB Oscar Project. A scale effect is anticipated. It shows one of the first applications of Q-parameter histogram logging (in 1987).

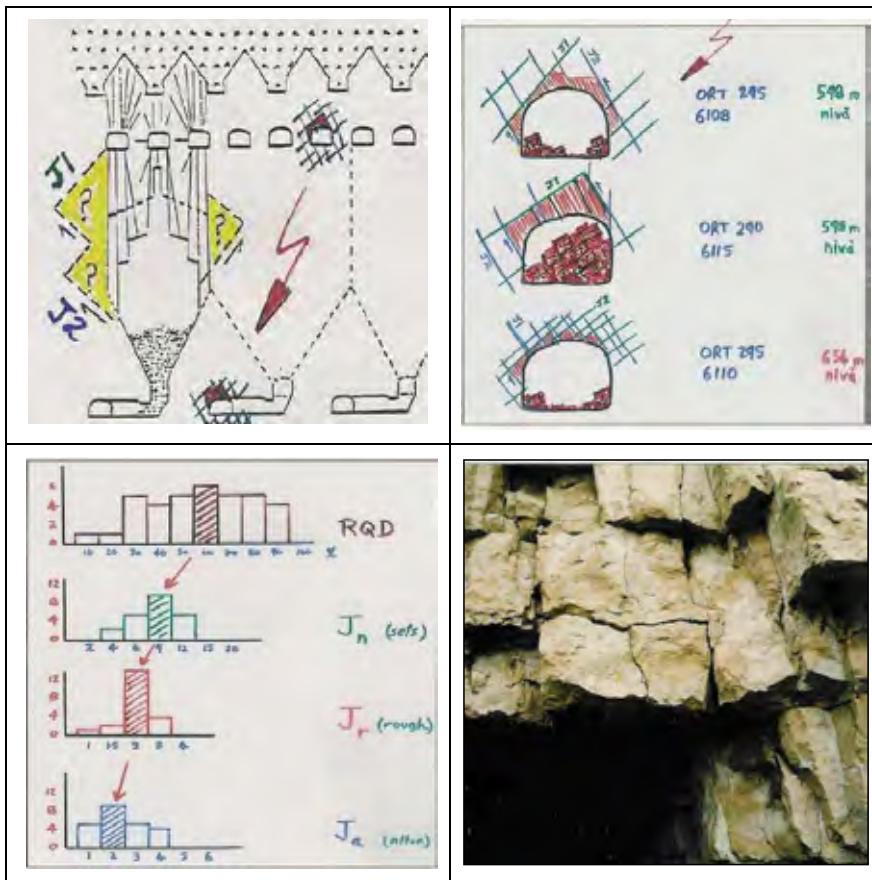


Figure 3 Observations of excessive over-break and even failure in some long-hole drilling drifts. Note that the most frequent Q -parameter statistics (e.g. $J_n/J_r = 9/2$) correctly suggest few problems. It is the tails of the distributions (e.g. $J_n/J_r = 12/1.5$) well assisted by locally too high J_a (clay-filling), which cause the worst cases of over-break. (The photograph lower-right is a disused 120 year-old limestone mine with 'stable' blocks in the corner of the room-and-pillar drift, due to $J_n/J_r = 9/3$ (i.e. despite three sets of joints, J_r is sufficiently rough and dilatant to have prevented fall-out all these years).

4. Q-PARAMETER ZONING IN MINING AND CIVIL PROJECTS

The writers have noted the frequent use of the Q -system in various roles in mining. These include the use of Q' (or N) for open-stope behaviour prediction, Q -system support and reinforcement guidelines for permanent mine roadways, and Q -value based 'geotechnical zoning' for future or present mining resources. In the latter it is important to use all six parameters. A point to remember when logging Q -parameters is that, although Q alone may form a helpful number with which to communicate an impression of rock quality (or lack of quality), there is important information 'coded' in the six individual Q -parameters. In this context it is useful to collect, and present, the statistical spread of data, as in the form of Q -parameter histograms, as illustrated in Figures 3 and 4. Even the limited number of observations in Figure 3 are useful. However, we know of a project with > 300 km of core-logging-based Q -value statistics in a new gold mine. Here the visual (non-EXCEL spreadsheet) visualization of data is important, and assists auditing of the huge body of data.

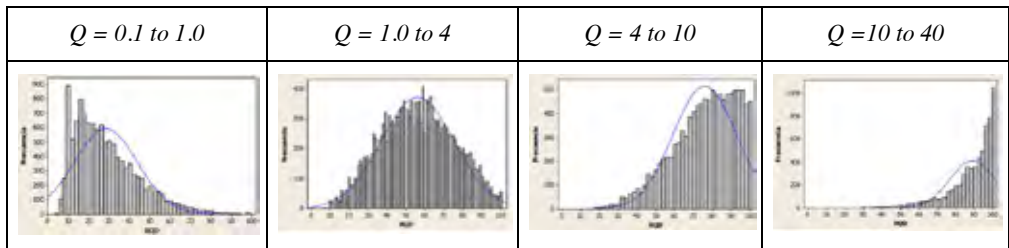


Figure 4 Q -classes 2, 3, 4 and 5 with respective Q -ranges as follows: 40-10, 10-4, 4-1, 1-0.1, and respective numbers of observations of RQD, numbering approximately 6,000, 10,500, 18,000, 10,400, demonstrate the central role played by RQD in commonly experienced rock mass conditions. The occasional critique of RQD and incorrect assumption of its theoretically limited 'range' (the '9 cm, 11 cm problem') needs to be silenced, as RQD has useful anisotropic and three-dimensional recording abilities. Consistent high values such as 80, 90 and 100 often causing problems with TBM penetration rates in hard rock but limited tunnel support needs, usually correspond to quite massive conditions. RQD = 90 and 100 very seldom means '11 cm block sizes' as implied by some critics of RQD.

RQD is a particularly sensitive parameter for rock engineering problem areas, (but not for quarried dimension stones), and it has survived 50 years of use because of this. RQD is particularly sensitive to the general rock class – and it partly 'sets the scene' for the overall Q -value – despite obviously missing some important details if used as a stand-alone parameter.



Figure 5 Evaluation of Q -parameters is not an exact science, and there is room for limited differences of opinion. Here are photo-examples of J_r stretching from 1.0 (smooth-planar) to 1.5, 2.0 (smooth-undulating), 2.5 and even 3.5 (extremely rough-undulating). There is no 'law' against using $J_r > 3$.

When evaluating the use of Q' (where $Q' = RQD/J_n \times J_r/J_a$), for the first part of open slope design in mining, one can suggest that use of the largest stoping sizes (such as > 100m wall heights), may introduce a scale effect in the Q -estimation. This is because the larger-scale structural features, often also needing evaluation of SRF because they are shear zones or faulting, may in practice affect the dilution or unwanted over-break of waste rock, even if not affecting the much smaller tunnel-scale excavations. The truncation of Q suggested in the early eighties by mining consultants in Canada, has undoubtedly had some benefits. Nevertheless the 'loss' of SRF had immediately to be replaced by a strength/stress ratio. Some subsequent users have lamented the lack of fault zone effects in Q' , and for faulted ore-bodies under deep river valleys, the 'absence' of J_w is also unfortunate, as personally experienced.

I ROCK MASS STRUCTURE		
1	RQD (Deere et al., 1967)	block size Q
2	J_n = joint set number	size Q
3	F = joint frequency (per metre)	
4	J_v = volumetric joint count (Palmström, 1982)	
5	S = joint spacing (in metres)	
6	L = joint length (in metres)	
7	w = weathering grade (ISRM, 1978)	
8	α/β = dip/dip direction of joints (Schmidt diagram)	
II JOINT CHARACTER		
9	J_r = joint roughness number	shear strength Q
10	J_a = joint alteration number	strength Q
11	JRC = joint roughness coefficient	
12	a/L = roughness amplitude of asperities per unit length (mm/m)	
13	JCS = joint wall compressive strength	
14	ϕ_r = residual friction angle	
15	r, R = Schmidt rebound values for joint and rock surfaces	
III WATER, STRESS, STRENGTH		
16	J_w = joint water reduction factor	active stress Q
17	SRF = stress reduction factor	stress Q
18	K = rock mass permeability (m/s)	
19	σ_c = compressive strength	
20	σ_1 = major principal stress	

Figure 6 During NGI's six years of work with the UK Nirex nuclear disposal project, during which some 11 km of core was Q-logged, shear tested and tilt-tested at intervals, all the parameters shown in this table were included in histogram-based spread-sheets. The above list serves as a useful reminder that the six Q-parameters are just a part of the description of any rock mass. Barton et al. (1992).

It is always important to be aware that the six Q-parameters are only an abbreviated description of the rock mass, as can be seen in Figure 6. The 'relative block size' (RQD/J_n) is just part of the *rock mass structure*. The shear strength (J_r/J_a) which is actually like a friction coefficient, is a relatively simple but very important part of the *joint character*. Histogram presentation of parameters in the third group of Figure 6 (III) is also beneficial, as the potential variation of most (all?) parameters is important. A very deep tunnel with variable rock stress and variable UCS may suffer from the fact that the 'tails' of the σ_{max} and UCS distributions may coincide, and cause damaging rock bursts. There are several examples.

Because of the variable nature of rock masses, it is difficult, sometimes even impossible, to give single representative values of Q. This is the nature of rock engineering for mining, tunneling, and dam site description. Compared to the conveniently small test samples of steel, and the manageable cube tests of concrete, we need by comparison a lecture-theater (or city block) size sample of the rock mass, in order to come close to representing, and allow the recording, of the locally variable properties. Hence the histogram logging illustrated in Figures 7 and 8.

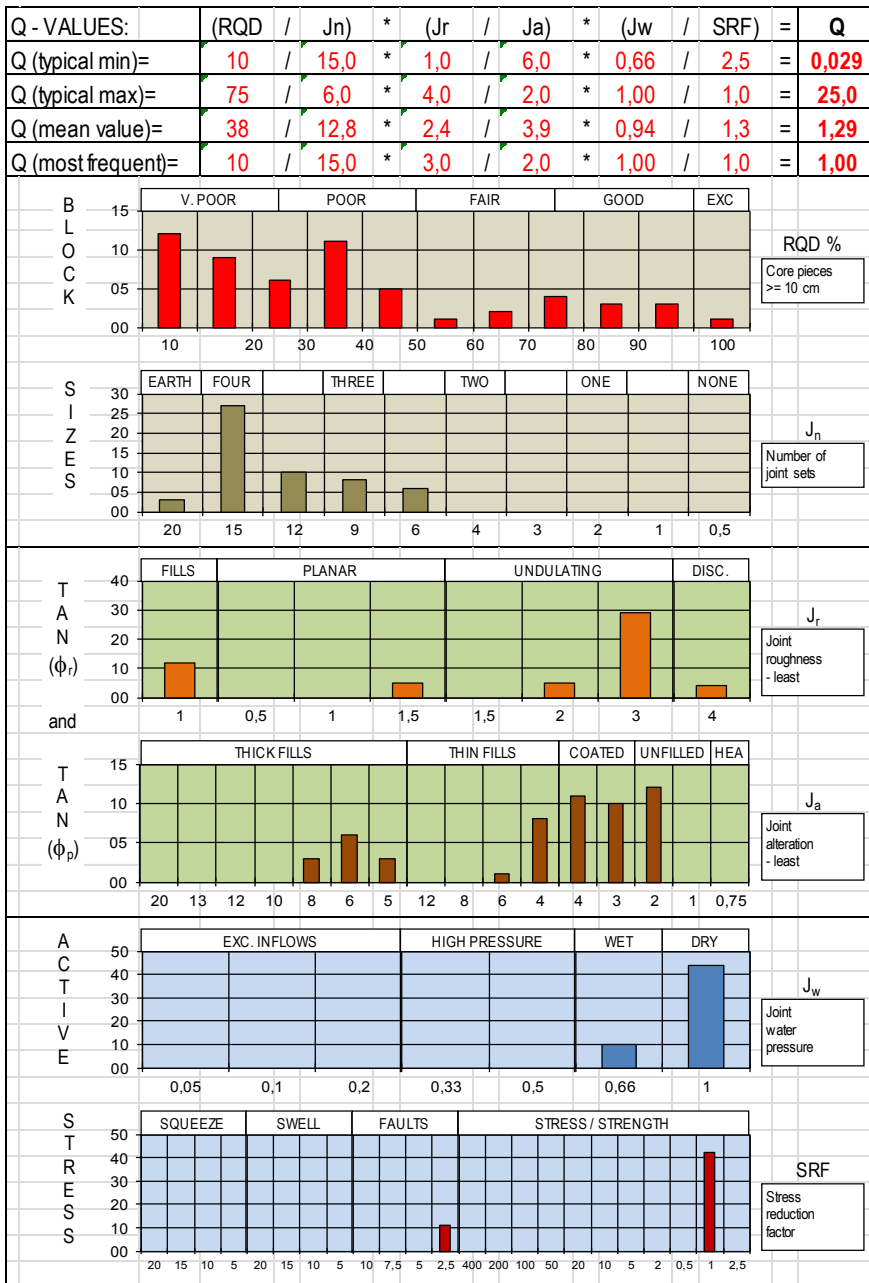


Figure 7 Practical use of Q-histogram logging requires a scheme of labelling, as in Figure 8, in which each 5 m of core (or tunnel wall, or outcrop) is numbered, and rock types or structural domains are labelled, also using footnotes. Footnotes can also be used to distinguish the most unfavourable Jr/Ja combination for tunnel support selection exercises. In the case of Q-histogram logging for TBM projects (e.g. Barton, 2000, 2013), all the significant jointing is recorded, as cutters sample a three-dimensional advancing slice of the rock mass. The orientation of optimal or non-optimal jointing needs to be noted, and the (usually) horizontal nature of the tunneling needs to influence the recording of RQD, Jr and Ja in particular.

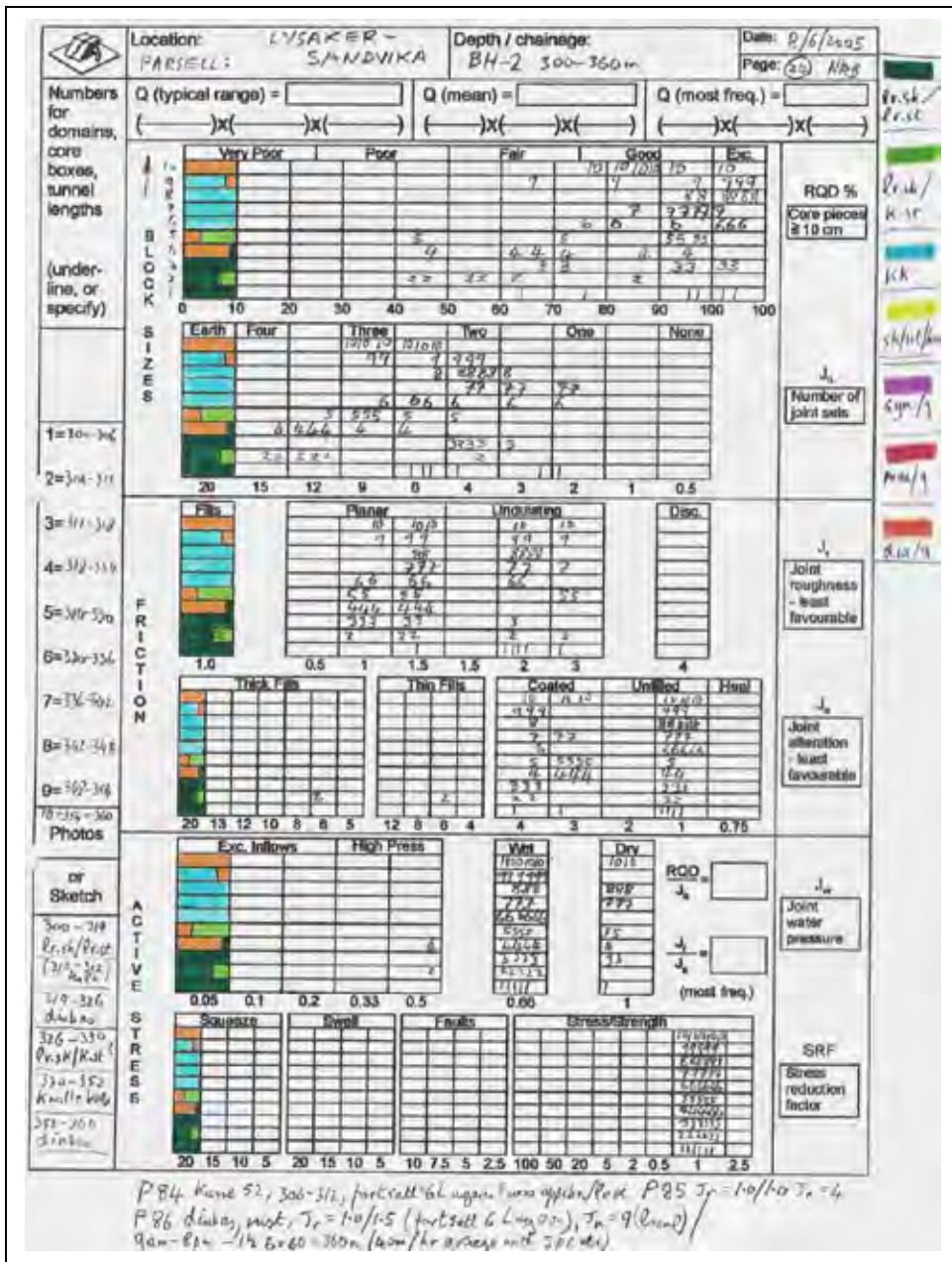


Figure 8 Core-logging for a rail tunnel project near Oslo. Note the mostly 6 m core box nomenclature (1, 2, 3 etc), and the Q-parameter recording line-by-line, so that rock type changes, or new structural domains, can be marked or footnoted. In this particular case a colour-coded rock type was added in the almost empty left-hand (worse conditions) column. Note the five or six opinions allowed per core box of 5 or 6 m . Almost the same recording scheme would be used in tunnel logging, utilizing the 3, 4 or 5 m advance. Although perhaps appearing 'complicated', the method of recording is extremely fast, as few difficult decisions ('what is the most representative rating?') have to be made. What one sees one records. The statistics (and occasional footnotes) take care of the 'representativeness'.

With the present conference date of 2014 representing a 40-years anniversary since Q-system development, *Barton and Grimstad (2014)* recently produced an extensively illustrated 43 pages documentation of the recommended use of the Q-system, with numerous core- and tunnel-logged examples, and an extensive discussion of characterization pitfalls, and support and reinforcement principles. The article also documents important parametric linkages to Q and Q_c . It can be obtained from www.nickbarton.com: see p3 of downloads. It is a little too long and too coloured to be published in regular rock engineering journals. Colour is the essence when recording logging of core and rock outcrops for rock engineering projects.

5. TEMPORARY SUPPORT ESTIMATE FROM Q IN NATM TUNNELS AND CAVERNS

The updated Q-support chart from Grimstad and Barton, 1993 is often referenced in relation to single-shell NMT tunneling. In Figure 9, the ‘coordinates’ of the cube, representing a portion of a 20 m span cavern with local $Q = 3$, would require B+S(fr) of 2.0 x 2.0m c/c + S(fr) of 9 cm for *permanent NMT-style support*. Each would be of high quality, meaning multi-layer corrosion-protected (CT) bolts, and e.g. C45 MPa S(fr) with stainless steel (or pp) fibers. However with the rule-of-thumb of 1.5 x ESR and 5 x Q for *temporary support*, which was actually intended (*Barton et al. 1974*), as guidance to contractors (i.e. not a temporary support procedure for consultants planning a concrete lining), the largest ‘cube’ would reduce to ‘coordinates’ of $B + S(fr) = 2.4 \times 2.4 \text{ m c/c} + S(fr) = 4 \text{ cm}$. (*SPAN / (The coordinate 1.5 x ESR = 13.3m, and 5Q = 15*, is shown by the larger arrow-head in Figure 9). As we will see shortly, S(fr) thicknesses of only 4 cm are no longer advised, due to curing problems.

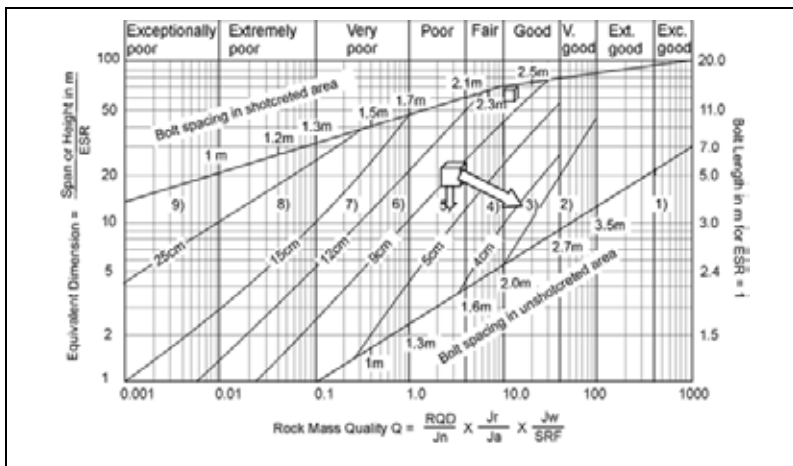


Figure 9 Using the (S_{mr} to S_{fr}) updated Q-support chart of Grimstad and Barton, 1993, the rule-of-thumb of 5Q and 1.5 ESR for temporary support is demonstrated for a SPAN = 20m, ESR = 1.0, and Q = 3 portion of an imaginary station cavern (an updated ESR table is given later). The problem of over-break and sometimes extensive smoothing and 3D membrane construction still needs to be solved. This can be costly in the case of NATM, due to the final concrete lining (Note the small cube representing the single-shell NMT Gjøvik cavern plotted at 62m span. This ‘boundary-pushing’ project is described later).

Some 25 years of experience using this officially approved Q-based method, in hundreds of kilometers of metro, road and rail tunnels in Hong Kong alone, has proved its reliability in ensuring sufficient *temporary support*, pending the construction of the permanent reinforced concrete lining (with drainage fleece and membrane). A ‘delay’ of 1 to 2 years is frequent.

Personally, the authors (and apparently 99% of Norwegian designers) prefer NMT to NATM, since it is 1/4 to 1/5 as expensive, and the tunnel is completed much faster. However the reality is that many countries find the budget for NATM and permanent concrete linings: they have fewer tunnels than, for instance Norway. In which case a Q-based ' $5Q+1.5 ESR$ ' can be used to select a reliable temporary support. If RRS (see later) instead of lattice girders are also used, deformation may be reduced in relation to NATM.

6. THE COMPONENTS OF Q-SYSTEM BASED NMT SUPPORT

This section consists of illustrations of the three key items of the NMT-based Q-support recommendations, including a poor example of *yesterday's* S(mr), to illustrate what we have left behind, compared to the last thirty five years of much safer and faster S(fr). As clearly illustrated, both by sketches and by reality, S(fr) has huge advantages. The continued use of S(mr) in some (e.g. NATM-practicing) countries is remarkable.


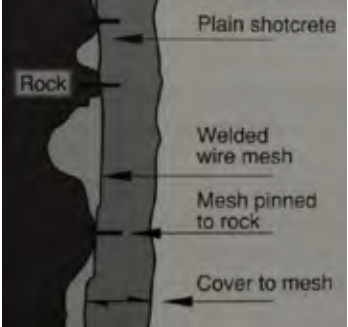

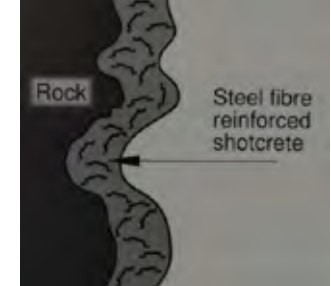
	
<p>When the Q-system was developed in 1973, the single-shell case records had permanent shotcrete support and bolting reinforcement of <i>lower quality</i> than that available in the decades that followed. This is an example of S(mr) from Peru, with all the potential disadvantages of S(mr) well illustrated.</p>	<p>Vandevall (1990) illustration of the pitfalls with mesh reinforced shotcrete. It involves three processes, risk of 'shadow' and /or some rebound, corrosion of the mesh due to electrolytic currents, and delayed, unsafe installation.</p>
	
<p>Wet process steel-fibre reinforced shotcrete, applied after thorough washing, and use of corrosion-protected rock bolts (e.g. CT-type) are the most important components of the updated Q-system support and reinforcement</p>	<p>Vandevall (1990) illustration of the obvious advantages of S(fr): better bonding, no shadow, less corrosion, much lower permeability, faster, cheaper per tunnel-meter.</p>

Figure 10 The advantages of S(fr) compared to S(mr) are easily appreciated in these contrasting examples. The sketches from Vandevall (1990) are not-exaggerated.

The reality of single-shell NMT-style tunneling, in comparison to double-shell NATM-style tunneling is that each component of support has to be permanently relied upon. In NMT there *is no such thing* as in NATM, as neglect of the contribution of temporary shotcrete, temporary rock bolts, and temporary steel sets (not used), and long-term reliance on a final concrete lining (not used). Thus more care needs to be (and is) taken in the choice and quality of the support and reinforcement components B+S(fr) + (eventual) RRS.

Figure 11 illustrates (in the form of a shortened demo sample) the workings of the CT bolt, for those outside Norway who may not have used this remarkable, permanent, tunnel reinforcement component. The figure text emphasizes the multiple-layer corrosion protection, even after movement on an intersected joint has typically cracked the outer annulus of grout.



Figure 11 Because single-shell (NMT) relies on high quality S(fr) and long-life rock bolts, the multi-layer corrosion protection methods developed by Ørsta Stål in the mid-nineties, became an important part of NMT. The left photo shows a blue-coloured PVC sleeve: there are also CT-bolts with black, or white, PVC sleeves, as seen in Figure 10. The over-cored CT bolt shown on the right, has a joint/crack deformation next to the bolt (an expected mechanism when installing close to the tunnel face) which does not initiate a potential process of corrosion. Such cracking might lead to the onset of corrosion in the case of a conventional bolt without the PVC sleeve.

Figure 12 illustrates some of the internal reinforcement details and final appearance of RRS (rib reinforced shotcrete) which are robust and stiff NMT-based alternatives to the yielding, deformation-inviting un-bolted lattice girders so commonly used in NATM tunnels as primary (and temporary) support. The dimensioning of RRS is illustrated in a *Q-value versus tunnel dimension* diagram shortly.

The photograph of completed RRS ribs (bottom-right, Figure 12) was from one side of the National Theater station in downtown Oslo, prior to pillar removal beneath only 5m of rock cover and 15m of sand and clay. Final concrete lining followed the RRS for obvious architectural reasons. The RRS shown here are ‘partial’, as pillar removal was needed for their completion as continuous arches. Hence the unexpected ‘bend’ (see top-right corner).

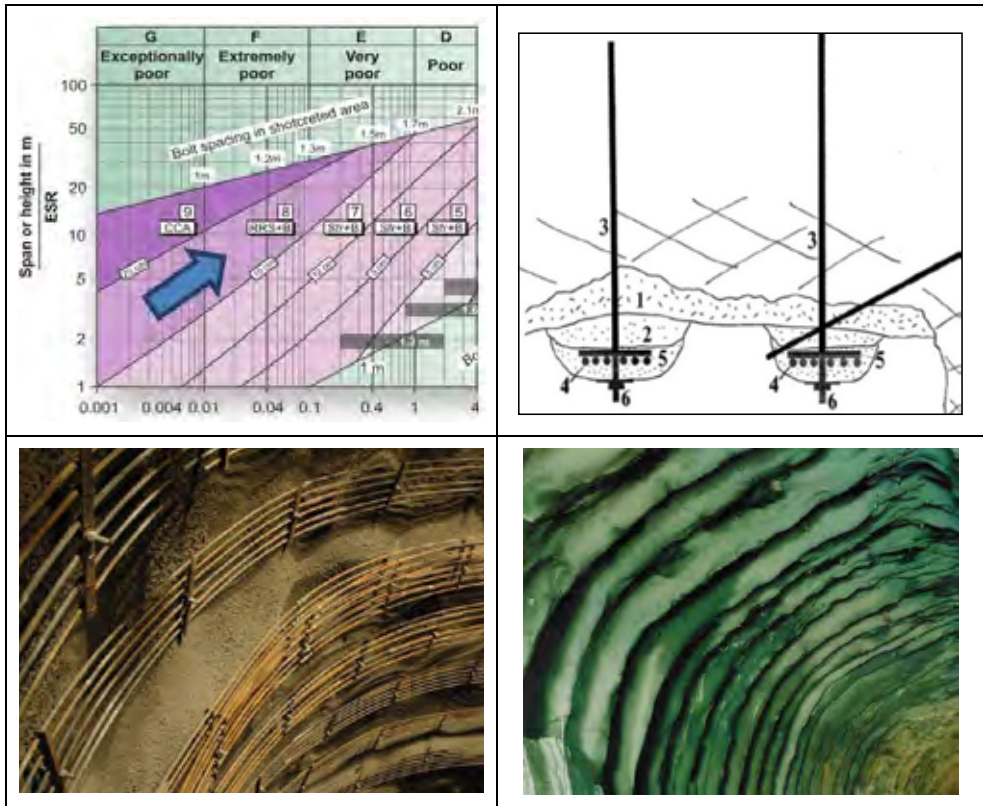


Figure 12 Some details which illustrate the principle of rib reinforced shotcrete arches (RRS), which are important components of the Q-system recommendations for stabilizing very poor rock mass conditions. The lower-left photograph is from VVS, and the design sketch is from Barton (1996). The blue arrow shows where RRS is located in the Q-support chart. See details of arch thickness and spacing in an updated Figure 13.

It should be noted that the 1993 Q-support chart (shown earlier in Figure 9) suggested the use (at that time) of only 4-5 cm of *unreinforced* sprayed concrete in category 4. The application of *unreinforced* sprayed concrete came to an end during the 1990's, at least in Norway. Furthermore, thickness down to 4 cm is not used any longer, due to the already appreciated risk of the shotcrete drying out too fast when it is curing. The Q-chart from 1993, which was based on 1050 additional case records collected by Grimstad (Figure 9), and also an updated 2002/2003 version, based on information from 800 new case records, indicated a very narrow category 3 consisting of only bolts in a 10m wide tunnel when Q was as high as 10-20. This 'bolt-only' practice is not accepted any longer in Norway, at least for the case of transport tunnels.

The category 3 in 1993 and 2002/2003 has been taken away in the newest 2007 chart (Figure 13) which was fine-tuned in *Grimstad (2006)*. However for less important tunnels with ESR = 1.6 and higher, only spot bolts are still valid. Hence we may distinguish between transport tunnels (road and rail) and head race tunnels, or water supply tunnels, using the appropriate value of ESR: (see Table 1 which follows).

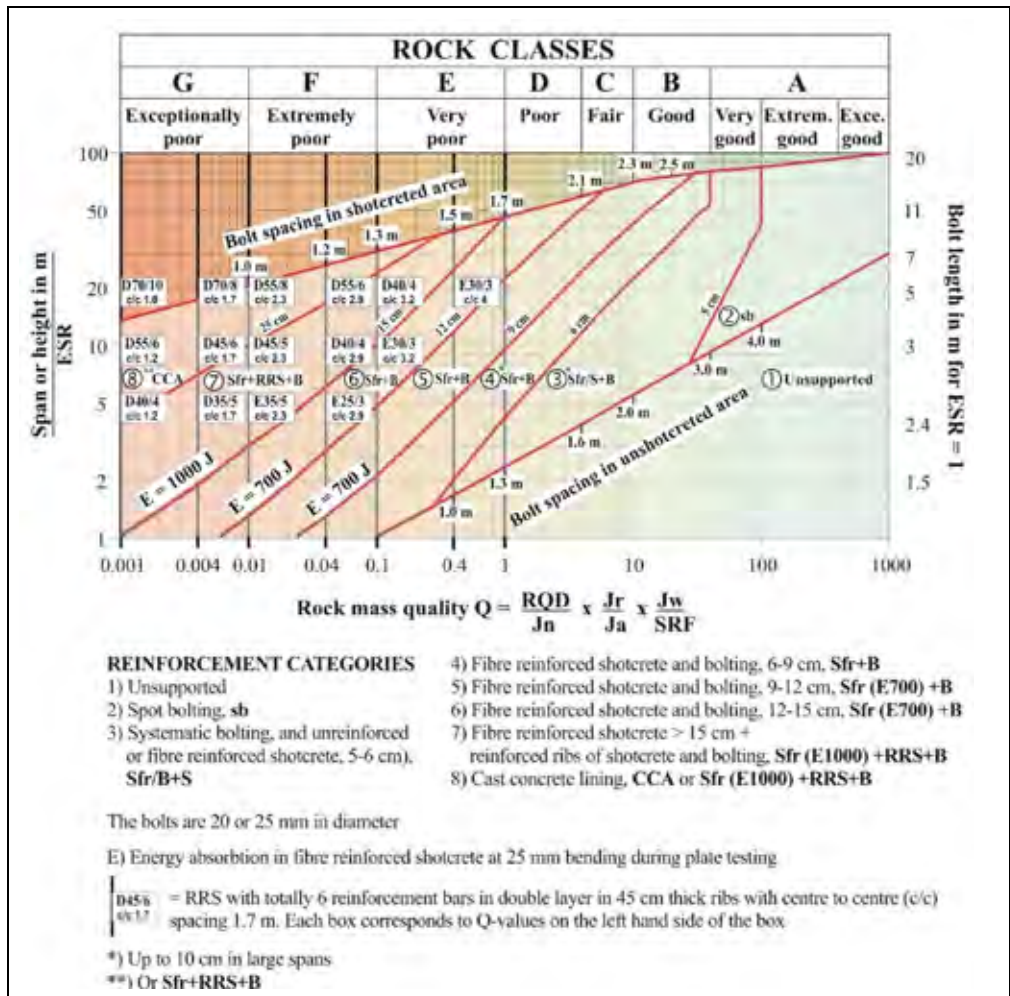


Figure 13 The most recent updated Q -support chart published by Grimstad (2007). The details of RRS (rib reinforced shotcrete arches) which are used as temporary support in the worst conditions are given in the 'boxes' in the left-hand-side of the Q -support diagram. Appropriate dimensions were derived by a combination of empiricism and some specific numerical modelling by a small team at NGI under the direction of Grimstad. Details of this modelling are given in Grimstad et al. (2002, 2003). Note that rapidly sprayed and accelerated (and potentially drained) adjacent ribs of S(fr) act as 'smoothed' foundations for the bent steel bars (typically 16 mm). These are fixed to rock bolts with standard spacing (i.e. 1 m to 1.5 m c/c around the S(fr) arch, depending on the low Q -value). Unreinforced shotcrete is used instead of final S(fr) to cover the bars, in order to minimize voids due to rebound of the fibres.

Note that each 'box' contains a letter 'D' (double) or a letter 'E' (enkel/single) concerning the number of layers of reinforcing bars. (The photo of unsprayed bars in Figure 12 shows both varieties). Following the 'D' or 'E' the 'boxes' show maximum local (arch) thickness in cm in range 30cm to 70cm), and the number of bars in each layer (3 up to 10). The second line in each 'box' shows the c/c spacing of each S(fr) rib (range 4m down to 1m). The 'boxes' are positioned in the Q -support diagram such that the left side corresponds to the relevant Q -value (range 0.4 down to 0.001). Note energy absorption classes E=1000 Joules (for highest

tolerance of deformation), 700 Joules, and 500 Joules in remainder (for when there is lower expected deformation).

Table 1 The year of 2014 is an appropriate 40 year milestone for again updating the ESR table published in 1993/1994. The ESR values recommended in 1993 are given in the table on the left. In a recent illustrated Q-manual (Barton and Grimstad, 2014) some updated ESR values tabulated on the right have been suggested, in order to reflect the increased conservatism in some sectors of civil engineering, when applying single-shell NMT. Note that most is unchanged.

Type of Excavation	ESR	ESR recommended
A Temporary mine openings, etc.	ca 2-5	ca. 2 to 5 (unchanged)
B Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large openings, surge chambers	1.6-2.0	1.6 to 2.0 (unchanged)
C Storage caverns, water treatment plants, minor road and railway tunnels, access tunnels	1.2-1.3	0.9 to 1.1 Storage caverns 1.2-1.3 (unchanged)
D Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections	0.9-1.1	Major road and rail tunnels 0.5 to 0.8
E Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories, major gas pipeline tunnels	0.5-0.8	0.5 to 0.8 (unchanged)

7. USE OF STEEL IN SINGLE-SHELL NMT AND DOUBLE-SHELL NATM

The use of steel sets or lattice girders should be avoided in the practice of single-shell NMT, due to the potential loosening of insufficiently supported rock in the periphery of the excavation. It is not part of the single-shell case-record data base, and has led to failures. An unbolted lattice girder is a very poor substitute for RRS. Furthermore, it is difficult to make a *stiff contact* between the steel sets or lattice girders and the tunnel arch and spring-line, especially when there is over-break. The results of experiments using different support methods in the same rock quality are illustrated in Figure 14a. The left-hand diagram shows the results of trial tunnel sections in mudstone, reported by *Ward et al. (1983)*. The five years of monitoring clearly demonstrate the widely different performance of the four different support and reinforcement measures.

In Figure 14b, from *Barton and Grimstad (1994)*, the contrasting stiffness of B+S(fr) and steel sets is illustrated in a ‘confinement-convergence’ diagram, with the implication (and reality) that an elevated SRF (loosening variety) may occur when using steel sets. It should be clear that the early application of S(fr) by shotcrete robot, and the installation of permanent corrosion protected rock bolts from the start, as in single-shell NMT, is likely to give a quite different result from that achieved when using NATM principles and lattice girders.

In the latter, the commonly used steel sets or lattice girders, and mesh-reinforced shotcrete and rock bolts, are all considered just as temporary support, and are not ‘taken credit for’ in the design of the final concrete lining. These initial temporary support measures are assumed to eventually corrode. It is then perhaps not surprising that convergence monitoring is such an important part of NATM, as a degree of loosening seems to be likely when so often using steel sets or lattice girders as part of the temporary support. Both are very deformable in relation to systematically bolted RRS arches. If lattice girders could be bolted there would be some improvement, but *intimate* contact with a tunnel wall and arch exhibiting over-break remains a problem, even in the case of rectangular lattice girders with possible bolting plates.

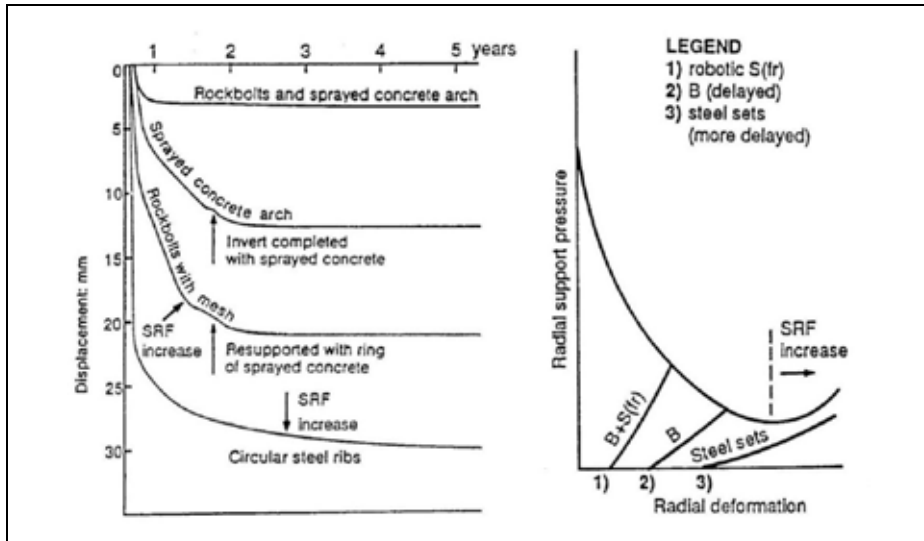


Figure 14 Left: Results of five years of monitoring test-tunnel sections in mudstone, using four different support and reinforcement measures, from Ward et al., 1983. The obvious superiority of B+S in relation to steel sets is clear. The last 35 years of B+S(fr), as practiced in Scandinavia would presumably give an even better result. Right: Representation of the relative stiffness of different support measures, from Barton and Grimstad (1994). SRF is likely to increase due to loosening in the case of steel sets. However, in squeezing rock the application of RRS might also be a challenge, unless self-boring rock bolts were used to bolt the RRS ribs in the incompetent (over-stressed) rock that is likely to surround the tunnel in such cases. On occasion, as in the 1.4 km deep Lærdal Tunnel, RRS may be deformed when stresses are very high in relation to the available rock mass resistance..

8. CONTRASTING WATER CONTROL IN NATM AND NMT

Over-break is a key 'ingredient' in the thickness and especially the volume of S(fr) required in both NMT (*as permanent support*) and in NATM (*as temporary support*). Over-break is especially problematic if the time-consuming NATM tunneling method is to be used. This is because *water-proofing membrane* fixing and final concrete volumes (or increased volumes of over-break smoothing shotcrete) will be greatly affected by excessive over-break. There are in addition about 12 to 15 km of welds to be guaranteed in each 1 km of NATM tunneling requiring a drained membrane, so over-break is a complicating issue here too, as a '3D membrane' is needed where over-break is severe, unless large volumes of 'smoothing' shotcrete are used. Figure 15 illustrates the need of a local '3D' membrane in both cases.

The problem of excessive over-break due to joint set structure and joint roughness (or lack of roughness) easily doubles or triples the volume of shotcrete, and causes even larger increases in the volume of concrete, if double-shell (NATM) is to be the final stage of rock tunnel or metro-station cavern development. Concrete volumes will frequently be far higher than the 35 or 40 cm uniform thickness which was designed (and unrealistically drawn) in designer's offices. Inevitably, over-break is of much less consequence with single-shell NMT tunneling, and indeed systematic pre-injection will tend to control it anyway, so the S(fr) volumes to ensure permanent stability remain moderate.



Figure 15 A degree of 3D adjustment is evident in these NATM-style membrane photographs, allowing the concrete to increase to at least 1 m thickness, instead of the 35 or 40 cm as typically designed in inevitably unrealistically uniform numerical models.

Thermal stresses resulting from widely different thicknesses of concrete (for instance 30 cm to 120 cm) may cause cracking, if there is no reinforcement of the concrete. Unrealistic thinly-lined numerical models with an assumed uniformly thin shell all in compression will change considerably, if widely varying concrete thicknesses had been introduced. The consequences are cracking of the concrete, which is a long-term threat when ice can form.

The potential for cracking of the concrete may lead to subsequent problems in a cold climate such as in Norway. This is because of moisture and water frequently brought into the tunnel by wet cars, lorries or trains during bad weather. The water may subsequently freeze if the rain is followed by cold weather. This may gradually change an optimistically assumed ‘maintenance-free’ tunnel into one that is probably less capable of resisting the effects of aging than a single-shell NMT S(fr)-lined tunnel, since the poured concrete may be unreinforced, to save time and money – in the short term.

In the case of *single-shell NMT tunneling*, the need for water control and an essentially dry tunnel is of course also a fundamental requirement. Various methods have been used, consisting among other things, of a free-draining shotcrete lining (with corrosion-protected bolting), combined with a membrane placed on the outside (the rock-side) of four-per-section bolted-and-sealed PC-element concrete panels. However in recent high-speed rail tunnels, the systematic use of *high-pressure pre-injection* has been the preferred method of trying to control the water. When this is carried out with due regard to stringent inflow limits (rather than just protection of the environment), and when stringent inflow limits like < 2 to 4 litres per min/100m are stipulated, as in the case of the Bærum Tunnel of 5 km length, then an essentially dry tunnel is achieved. The required injection pressures are typically 5 to 10 MPa.

Humid patches of shotcrete could be observed in an extremely small percentage (0.0001%?) of the periphery of the Bærum Tunnel, despite the shale, limestone and numerous igneous dykes. With logical design strategies, these limited humid patches could be treated with easily inspected local ‘panels’ of sprayed membrane. Far lower tunnelling costs are associated with well-designed NMT.

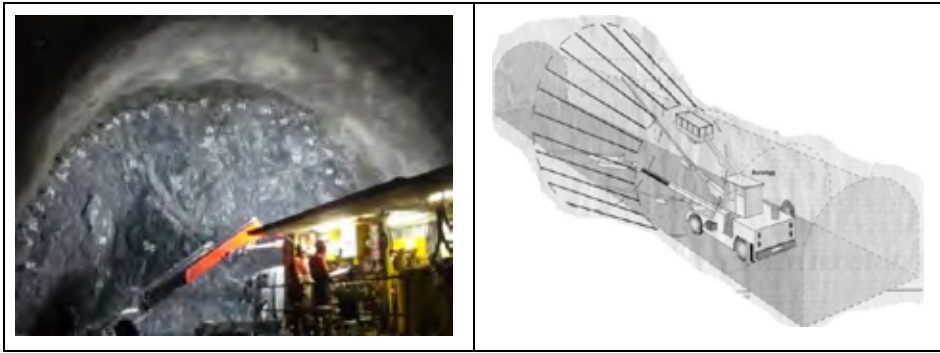


Figure 16 High pressure (5 to 10 MPa) pre-injection as often practiced in recent rail tunnels in Norway is found to seal effectively, if the appropriate grouting materials are used. The usual 1 to 6 litres of grout per m^3 of rock mass, injected into an approx. 6 m thick annulus, usually ensures only 2 to 4 litres/min/100m of water inflow, sometimes less. (The mean annulus thickness assumption is based on 4 to 5 m deep bolt holes seldom leaking, as opposed to numerous holes leaking when incorrect methods are used).

If damp patches remain, despite best pre-injection technology, then an attractive final solution is the local use of a sprayed membrane. Figure 17 illustrates two examples of systematically applied sprayed membrane, from a metro tunnel in Switzerland and a road tunnel in England.

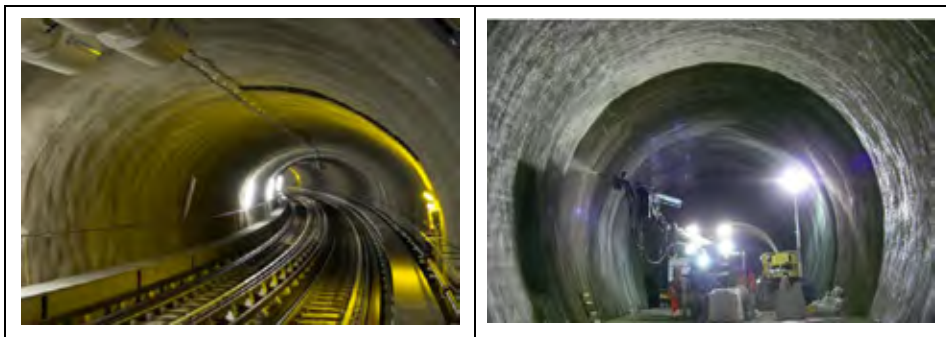


Figure 17 Two tunnels where single-shell construction with sprayed-membrane for water control has been the successful solution. The tunnel on the left is from the Lausanne metro (photo: Karl Gunnar Holter), and the tunnel on the right is the Hindhead main road tunnel in England during final shotcreting. (Photo:Shani Wallace, Tunnel Talk, July 2011).

Although seldom used in Norway so far, though now undergoing serious field trials, a final local application of e.g. BASF 345 sprayed membrane in occasional humid areas is all that is required for ensuring an economic, dry and easily inspected tunnel lining.

It is interesting to note, and also a significant advantage, that the sprayed membrane which makes a shotcrete ‘sandwich’, has superior load-deformation characteristics. Samples with the membrane perform better in circular loading tests than the same thickness of S(fr) without the membrane. This is illustrated in Figure 18, modified from *Holter and Nymoen (2009)*.

The combination of single-shell NMT principles (Q-system logging, S(fr) + B support) with pre-injection and possible sprayed membrane for local humid zones, is attractive because of

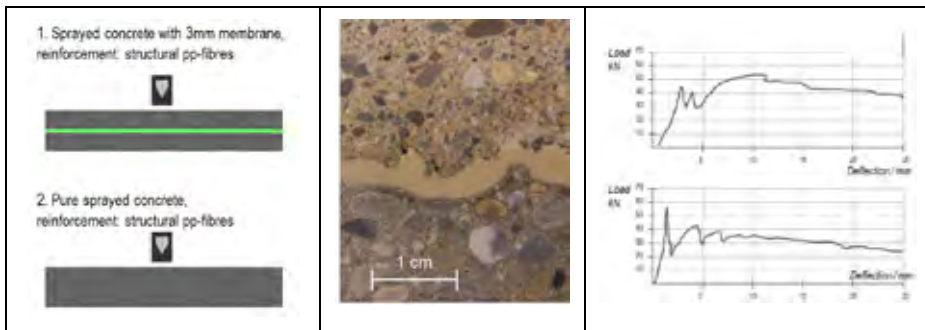


Figure 18 Sprayed membrane in a sandwich, using BASF 345 technology, from Holter and Nymoene, (2009). Note the use (in this case) of polypropylene fibres. The membrane is formed from powder and water, and can be sprayed with the same robotic equipment as the S(fr). The loading test results indicate that the presence of the membrane is therefore positive for two reasons: improved S(fr) toughness (fracture energy) and the expected water-proofing.

its relatively low cost and speed. Even with systematic pre-injection, and local sprayed membrane, NMT will still cost a fraction of NATM, typically 75% less (i.e. $\frac{1}{4}$), in countries where high labour costs are typical.

By chance and not as originally intended, the six Q-system parameters can each ‘benefit’ from pre-injection. This was proposed in Barton *et al.* (2001), and Barton (2002) and detailed more thoroughly, in Barton (2011). For instance there can be increases in effective RQD and reduced effective J_n as the most permeable and/or least stressed joint sets are successively sealed. This mechanism is ‘seen’ in the form of pressure plateaux. The least favourable J_r and J_a may then apply to a different *less unfavourable* joint set. Of course J_w will tend towards a value 1.0. Even SRF will sometimes benefit from pre-injection.

The net result is a large apparent increase in Q, usually from 20-times to 50-times, e.g. $Q = 0.1$ to 2, or $Q = 0.1$ to 5. An exceptional example would be a “sugar cube rock” ($J_n=15$ and low RQD) with little clay, which may act as more or less massive rock after pre-injection, with RQD/ J_n increasing from 10/15 to 90/3. The significance of these internal grouting-induced changes on properties such as velocity, deformability, and inflow (obviously) are starting to be documented also by others, in publications from several countries, in mining and civil (dam) engineering projects.

9. GJØVIK CAVERN Q-LOGGING AND NMT SINGLE-SHELL B+S(fr)

The Gjøvik Olympic cavern was a milestone event in Norwegian rock engineering and rock mechanics practice, combining as it did the experience of several of Norway’s leading consulting companies, research institutes and contracting companies. The Q-system was well utilized throughout the process, with Q-logging of the four drill-core, and also Q-logging of rock which was visible in existing caverns in the same small 50m high hillside. The arch of the main cavern was of course logged in detail. The average Q-quality was 10 to 12, with a range of about 2 to 30 (poor to good). Details of all three Q-applications, and numerical modelling predictions of the measured deformations were given in the multi-author publication of Barton *et al.* (1994). The use of seismic cross-hole tomography was also demonstrated, including the effect of stress on increased velocity and deformation modulus. Figure 19 is a concentrated summary of some shared Norwegian Gjøvik cavern experiences.

<p>World's largest top-heading before benching down. The final span was 62m, height 24 m.</p>	<p>Mean 10 cm of S(fr) in distant arch. Note some over-break > 1 m and RQD = 60-90.</p>
	<p>Nb</p>
<p>$Q_{mean} \approx 10$, span 62m, B 2.5m c/c (L = 6m) and S(fr)10cm + cable anchors (L = 12m).</p>	<p>Q-values of arch (boxes): long external MPBX: red, internal MPBX: green.</p>
<p>MPBX locations (three rows), excavation week 1991. Note (90m long) initial pillars.</p>	<p>Central deformation 8 mm, ends: 7.0 mm, 7.5 mm. Side locations less than these.</p>
<p>Corrosion-protected B 2.5m c/c L= 6m, twin-strand anchors 12m, c/c 5m for wedges.</p>	<p>Early rounds game: ice hockey in Winter Olympics, 1994. Concert capacity: 5,400.</p>

Figure 19 Some details of the Gjøvik Olympic cavern. Concept from Jan Rygh, design studies by Fortifikasjon and NoTeBy, design check modelling, external MPBX, seismic tomography, stress measurements and Q-logging by NGI, internal MPBX, bolt and cable load measurements, modelling, and other research aspects by SINTEF-NTNU. Construction in 6 months using double-access tunnels, by the Veidekke-Selmer JV. The cavern is an example of a drained NMT excavation. For details including UDEC-BB modelling, and actual very similar deformations: see Barton et al.(1994).

10. ESTIMATING TUNNEL OR CAVERN DEFORMATION

It appears that the large numerical range of Q (0.001 to 1000 approx.) referred to in the introduction, helps to allow very simple formulæ for relating the Q-value to parameters of interest in rock engineering performance assessment. We can start with deformation.

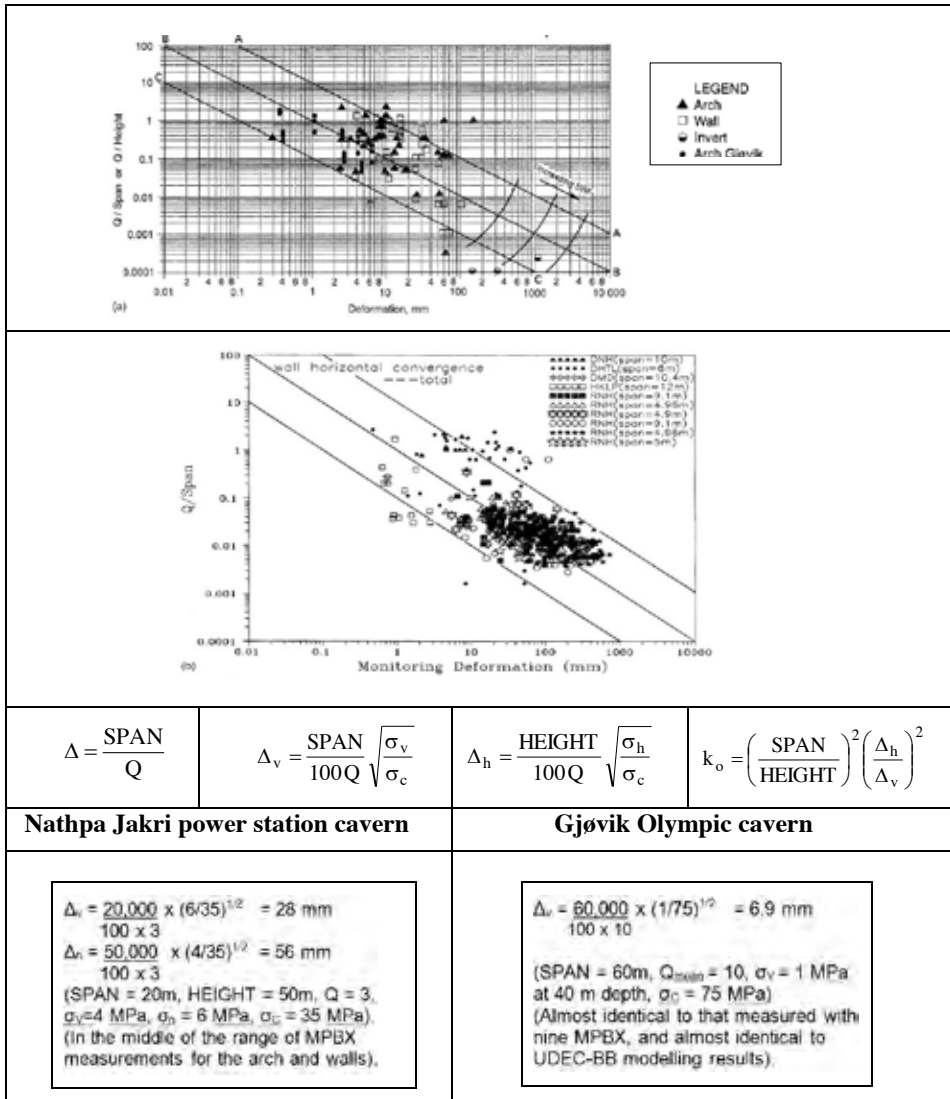


Figure 20 Top: The log-log plotting of Q/span versus deformation was published in Barton *et al.* (1994), with fresh data from the MPBX instrumentation of the top-heading and full 62 m span of the Gjøvik Olympic cavern. Shen and Guo (*priv. comm.*) later provided similar data for numerous tunnels from Taiwan. When investigated, the central trend of data was simply $\Delta(\text{mm}) \approx \text{SPAN}(\text{m})/Q$.

Empirical improvements to this preliminary and simplistic ($\Delta \approx \text{SPAN}/Q$) model were made by employing the ‘competence factor’ format of SRF (i.e. stress/strength). The alternative and slightly more sophisticated formulæ shown in Figure 20 should be tested when checking the reality of numerical modelling, as there are many examples of unrealistic modelling proffered by young authors as supposedly superior to empirical methods. Some of the errors made by them are use of too continuous (pseudo-) jointing, and deformation moduli without correction for depth. Both such errors, and indeed the reliance on adding ‘ c ’ and ‘ $\sigma_n \tan \phi$ ’ in linear Mohr-Coulomb and non-linear Hoek-Brown formulations, are strong reasons for modelling ‘bigger effects’ (larger deformations, deeper ‘plastic zones’) and the presumed ‘disqualification’ of empirical methods. Their analyses (models) are based on so many *a priori* assumptions, that some *a posteriori* experience is strongly advised. Reality may be (is usually) different from what is seen in colourful models, especially continuum models.

11. CORRELATING Q WITH VELOCITY AND MODULUS OF DEFORMATION

An empirically-based correlation between the Q-value and the P-wave velocity derived from shallow refraction seismic measurements was developed by Barton (1995) from trial-and-error lasting several years. The velocities were based on a large body of experimental data from hard rock sites in Norway and Sweden, thanks to extensive documentation by Sjøgren *et al.* (1979), using seismic profiles (totaling 113 km) and local profile-oriented core logging results (totaling 2.85 km of core). The initial V_p -Q correlation had the following simple form, and was relevant for *hard rocks with low porosity*, and specifically applied to shallow refraction seismic, i.e. 20 to 30m depth, as suggested by Sjøgren.

$$V_p \approx 3.5 + \log Q \quad (\text{units of velocity: km/s}) \quad (1)$$

A more general form of the relation between the Q-value and P-wave velocity, shown in Figure 21, is obtained by normalizing the Q-value with the multiplier UCS/100 or $\sigma_c/100$, where the uniaxial compressive strength is expressed in MPa ($Q_c = Q \times \sigma_c/100$). The Q_c form has more general application, as weaker and weathered rock can be included, with a (-ve) correction for porosity. For a more detailed treatment of seismic velocity, such as the effects of anisotropy which are accentuated when the rock is dry or above the water table, refer to the numerous cases from numerous authors reviewed and summarized by Barton (2006).

$$V_p \approx 3.5 + \log Q_c \quad (\text{units of velocity: km/s}) \quad (2)$$

The derivation of the empirical equations for support pressure, and for the static deformation modulus (see Figure 21, right-hand tables) which were derived independently, suggest an approximately inverse relationship between *support pressure needs* and rock mass *deformation moduli*. This surprising simplicity is logical. It specifically applies with mid-range $J_r = 2$ joint roughness.

Further useful equations derived from Q_c concern the deformation modulus E_{mass} . There are several possible equivalent forms, and V_p can be used in place of Q or Q_c if need be.

$$E_{\text{mass}} \approx 10Q_c^{1/3} \quad \text{or} \quad E_{\text{mass}} \approx 10^{(V_p - 0.5)/3} \quad \text{or} \quad E_{\text{mass}} \approx 10^{(V_p - 2.5 + \log \sigma_c)/3} \quad (3a, 3b, 3c)$$

where V_p is in km/s, E_{mass} is in GPa, and σ_c is in MPa. For instance with $Q = 10$ and $\sigma_c = 100$ MPa and $V_p = 4.5$ km/s, one obtains $E_{\text{mass}} \approx 22$ GPa using all three equations (3a, 3b, 3c). This corresponds to the nominal 25 m depth (shallow seismic refraction) ‘central diagonal’ in Figure 21.

If Q was unknown, a higher V_p of say 5.5 km/s (because of a deeper more highly stressed location) suggests $E_{\text{mass}} \approx 46$ GPa. In the Gjøvik cavern modelling with UDEC-BB, deformation moduli of 20, 30 and 40 GPa were modelled at increasing depth due to the measured increased velocity with depth. The Q -value, RQD and joints/meter had shown no improvement with depth. The measured vertical cavern deformation of 7 to 8 mm was numerically modelled very accurately, and was also confirmed empirically, which is always an important reality check (see Figure 20, bottom-right inset).

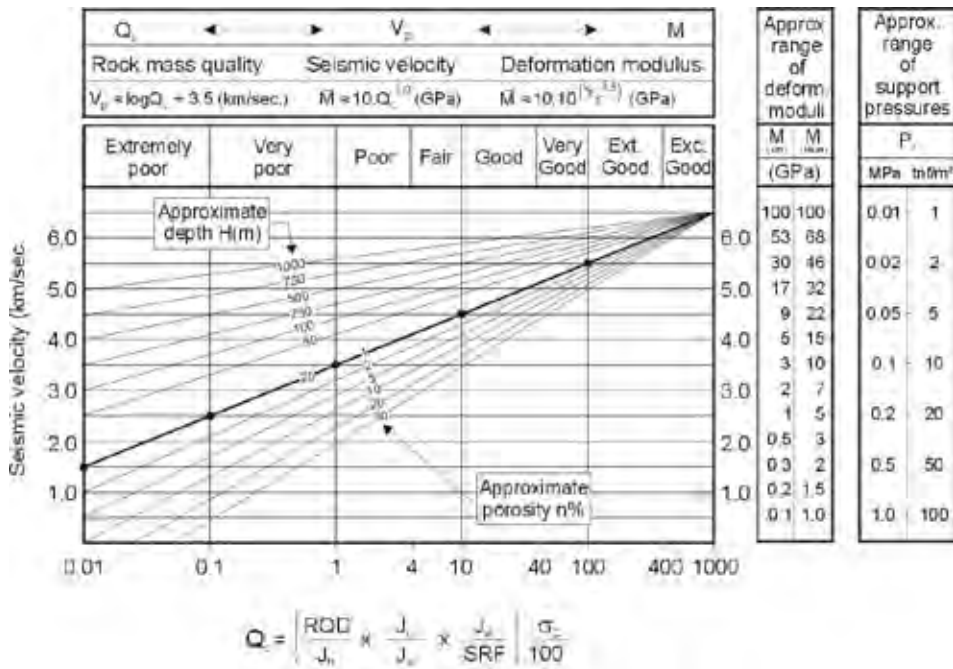


Figure 21 The thick ‘central diagonal’ line applies to nominal 25-30 m depth shallow seismic refraction results. In practice the nominal 1% (typical hard rock) porosity would be replaced by increased porosity if rock was deeply weathered, and the more steeply sloping lines (below the ‘central diagonal’) would then suggest the approximate (-ve) correction to V_p . Note that very jointed rock with open joints may have even lower velocity than saturated soil. (A ‘loosening’ SRF as high as 5 might then be appropriate, though might be insufficient adjustment of Q for something that is more than just low stress). The less inclined lines above the ‘central diagonal’ represent greater depth (50, 100, 250m etc), and these lines correct V_p for documented stress or depth effects (+ve). These depth-corrected lines were derived from several sets of deep cross-hole seismic tomography, with independent Q -logging of the respective 11km of drill-cores at the UK Nirex site in NW England.

CONCLUSIONS

1. The Q-system appears to have weathered the test of time and has had application in thousands of civil and mining engineering projects in a large number of countries during the last four decades. Besides its extensive use in rock mass characterization and 'rock class' determination, it is traditionally most strongly linked to single-shell NMT permanent tunnel support and reinforcement selection, due to the large number of (mostly Norwegian) case records on which it is now mostly based.
2. The Q-system can also be used in the selection of *temporary support* (for NATM) if desired. This is a method used for several decades in Hong Kong metro and road tunnels, where Q is always used exclusively, as also now expected by road and rail authorities in Norway, despite its limited acceptance among some people in Norway, particularly in the past.
3. In relation to 'competing classification methods' such as RMR (and the closely related GSI of Hoek) it appears to have the advantage of a logarithmic quality scale, and has some important parameters like number of joint sets (J_n) and inter-block friction (J_r/J_a) and ways to evaluate the stress/strength ratio (SRF).
4. The less common ratio J_n/J_r (when ≥ 6) is closely related to the amount of over-break, and therefore to shotcrete (or concrete) volumes, and related difficulties with 3D membrane construction in the case of NATM.
5. The Q-values and their statistical variation have important roles to play during site investigation, using core-logging, and seismic velocity interpolation between boreholes. The effect of depth or stress on V_p must not be ignored. Subsequent application is usually for support and reinforcement design assistance, based on 'support class'. This selection cannot be done by 'finite element modelling' as suggested by a prominent international consultant, when advancing at an average 60 to 80 m/week. (At the occasional Norwegian record speed of 160 or 170 m/week, Q will not be needed either).
6. Q has simple direct links to velocity, to deformation and to deformation modulus, and each are depth and/or stress dependent. Q can also be linked to the estimation of a depth-dependent permeability via a modified parameter Q_{H_2O} though this needs more data at present.
7. Q has been used on numerous occasions as a basis for realistic TBM prognosis via Q_{TBM} . This empirical model includes some rock-cutter interaction parameters, like NTNU's CLI. When predicting *penetration rate*, care is needed to match cutter force to a Q-based estimate of rock mass strength, which varies from about 1 to 100 MPa, depending on Q and UCS. Unexpected delays, and occasional permanent burial of TBM can be strongly linked to adverse Q-values. Steep deceleration gradients and slower *advance rates* in 'bad ground' are linked directly to low Q-values.
8. In recent years, several researchers in different countries have recognized that linear Mohr-Coulomb and non-linear Hoek-Brown are incorrect (continuum) models for the shear failure of rock masses surrounding tunnels or beneath rock slopes. More correct modelling requires degradation of cohesion followed by mobilization of friction ('c then $\sigma_n \tan \phi$ '), i.e. not their addition, because they do not get mobilized simultaneously.

9. Input data can be obtained from the two halves (CC and FC) of the Q_c formula. These cohesive and frictional components are surprisingly close approximations to the (assumed) cohesive and frictional strength of rock masses. CC (approximating 'c') and FC (approximating $\tan^{-1} \phi'$) demand respectively more shotcrete or more rock bolts when of insufficient value: hence the link to case records. This is a new and long over-due area requiring progressive failure representation in numerical continuum modelling. It can already be done in the discontinuum model UDEC-BB, with prior failure of intact bridges.

REFERENCES

- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. 6: 4: 189-236.
- Barton, N., Løset, F., Smallwood, A., Vik, G., Rawlings, C., Chryssanthakis, P., Hansteen, H. & Ireland, T. (1992). Geotechnical core characterisation for the UK radioactive waste repository design. Proc. of ISRM Symp. EUROCK, Chester, UK.
- Barton, N. & Grimstad, E. (1994). The Q-system following twenty years of application in NMT support selection. *43rd Geomechanics Colloquy*. Felsbau, 6/94. pp. 428-436.
- Barton, N., By, T.L., Chryssanthakis, P., Tunbridge, L., Kristiansen, J., Løset, F., Bhasin, R.K., Westerdahl, H. & Vik, G.. (1994). Predicted and measured performance of the 62m span Norwegian Olympic Ice Hockey Cavern at Gjøvik. *Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 31:6: 617-641. Pergamon.
- Barton, N. (1995). The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, 8th ISRM Congress, Tokyo, 3: 1023-1032, Balkema, Rotterdam.
- Barton, N. (1996). Investigation, design and support of major road tunnels in jointed rock using NMT principles. Keynote Lecture, *IX Australian Tunnelling Conf.* Sydney, 145-159.
- Barton, N., Buen, B. & Roald, S. (2001). Strengthening the case for grouting. *Tunnels & Tunnelling International*, Dec. 2001: 34-36, and Jan. 2002: 37-39.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol. 39/2:185-216.
- Barton, N. (2002). New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics. *Fjellsprengningsteknikk/Bermekanikk/Geoteknikk 2002*, 40.1-40.15 (Norsk).
- Barton, N. (2006). *Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy*. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p.
- Barton, N. (2007). Near-surface gradients of rock quality, deformation modulus, V_p and Q_p to 1km depth. *First Break, EAGE*, October, 2007, Vol. 25, 53-60.
- Barton, N. (2011). An Engineering Assessment of Pre-Injection in Tunnelling. Keynote lecture. *Indian Conf. on Rock Mechanics and Tunnelling*. Roorkee, India, 12p.

Barton, N. and S.K. Pandey, (2011). Numerical modelling of two stoping methods in two Indian mines using degradation of c and mobilization of ϕ based on Q -parameters. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol. 48, No. 7, 1095-1112.

Barton, N. (2012). Defining NMT as part of the NATM SCL debate. *Tunnel Talk*, Sept. 2012, 4 p.

Barton, N. (2013). TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water. *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk*, Oslo, 21.1-21.17, Nov. 2013.

Barton, N. and Grimstad, E. (2014). An illustrated guide to the Q -system following 40 years use in tunnelling. *Page 3 of downloads: www.nickbarton.com. 43p.*

Barton, N. (2014). Lessons learned using empirical methods applied in mining. Keynote lecture. 1st. Int. Conf. on Applied Empirical Methods in Mining. Lima, Peru, 24p.

Cecil, O. S. (1970). Correlation of rock bolt and shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 414p.

Grimstad, E. & Barton, N. (1993). Updating of the Q -System for NMT. *Proc. of Int. Symp. on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support*, Fagernes, 1993, (Eds Kompen, Opsahl and Berg. Norwegian Concrete Association, Oslo.

Grimstad, E., K. Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A. Kaynia, (2002). Rock Mass Q used in designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and Energy Absorption” *4th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Davos, Switzerland.

Grimstad, E., K. Kankes, R. Bhasin, A. W. Magnussen and A. Kaynia, (2003). Updating the Q -system for Designing Reinforced Ribs of Sprayed Concrete and General Support. *Proceedings, Underground Construction*, London.

Grimstad, E. (2007), The Norwegian method of tunnelling – a challenge for support design. *XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid.

Holter, K.G. and Nymoen, B. (2009). Permanent waterproof tunnel lining based on sprayed concrete and spray-applied double-bonded membrane. *Proc. of ITA Congress*, Helsinki.

Vandevall, M. (1990). *Dramix - Tunnelling the World*. NV Bækert S.A, 1991 edition.

Ward, W.H., P. Todd and N.S.M. Berry. (1983). The Kielder Experimental Tunnel: Final Results. *Geotechnique* 33, 3, 275-291.

Sjøgren, B., Øfsthus, A. & Sandberg, J. (1979). Seismic classification of rock mass qualities. *Geophysical Prospecting*, 27: 409-442.

NORSKE TUNNELBYGGERE VERDENS BESTE – EN MYTE?

Norwegian tunnel builders are the world's best – a myth?

Sivilingeniør Dr. Arild Palmstrøm, RockMass as

SAMMENDRAG

Norske tunnelbyggere kan skryte av å ha de største tunnelinndriftene i verden samt det største bergrommet (Gjøvikhallen). Men andre land har mye lengre tunneler, også undersjøiske.

Norske tunnelbyggere har imidlertid, spesielt innen vannkraft, utviklet gode løsninger av uforete trykksjakter og trykktunneler med luftputekammer, dessuten utførelse med tunnelutslag under vann. Løsninger som har gitt store besparelser for eierne. I 1960- og 1970-årene var kanskje norske tunnelbyggere i verdensklasse, hvilket var lite kjent i utlandet pga. dårlig markedsføring utover innlegg på Fjellsprenningskonferansen.

Den norske tunnelbyggemetoden (som heller burde vært benevnt tunnelbyggemåte) er ikke særlig spesiell, da mange av elementene er vanlige og benyttes ofte utenfor landegrensen. Imidlertid representerer vår bruk av sonderboring og forinjeksjon en drivemåte som har vist seg viktig ved mange tunnelanlegg, spesielt for de undersjøiske tunnelene. Den har faktisk reddet flere tunneler fra kollaps og/eller vanninnbrudd ved å oppdage geologiske overraskelser i tide. Artikkelen nevner kort eksempler på dette, slike som blokkeringsraset i på Vinstra kraftverk, sandsonen i Bjørøytunnelen, problemsonen i Atlanterhavstunnelen.

Byggherrer, konsulenter og entreprenører må samarbeide bedre skal Norge holde på stillingen som verdensledende. Planleggings- og byggekontrakter må forbedres, ikke minst hvordan utvelgelse av utførende foretas. Dagens praksis med ny kontrakt i hver fase av byggeprosessen reduserer insitamentet til å gjøre en god jobb. Det samme gjør konkurransen på planlegging der pris alene teller. Fastpriskontrakter er neppe noe å satse på for tunnelprosjekter påvirket av geologisk usikkerhet.

Om vi ikke skulle være verdens beste mener forfatteren at norske tunneldrivere (stufmannskapet) er verdens beste – i Norge!

SUMMARY

Norwegian tunnel builders often boast of being the world's best, but is this true? Though the tunnel excavation progress might be the highest in the world, Norway does not have the longest tunnels.

The Norwegians have over the years developed several good design solutions in hydropower construction, such as unlined high pressure tunnels and shafts, the use of air cushion surge chambers and not least lake taps; all, which have saved large sums of money for the owners. Maybe the Norwegians were among the best in the world during the 1960s and 1970s, but this fame and impressive tunnelling activities were hardly known outside Norway, due to poor marketing.

The Norwegian tunnelling method (or better called Norwegian way of tunnelling) is not very special as most of the elements included in it are frequently used in other countries. Only the probe drilling combined with pregrouting ahead of the tunnel working face can be called a Norwegian specialty, which has save several tunnels from collapse and/or high water ingress when unforeseen geological conditions have been encountered.

Project owners, contractors and consultants must have better cooperation if Norwegian tunnel builders shall be world leading. Contracts for planning and tunnel construction must be improved, not least how the successful winner of a contract is selected. The practice today with a new contract in every phase of the project, reduces the incentive for producing a good job. This is also the case for competition on price for planning. Fixed price for tunnel contracts where the construction material is influenced by geological uncertainties is not a good solution.

Whether Norwegian tunnel builders are the world's best? The author is of the opinion that at least the "Norwegian tunnelling crew is the world's best – in Norway".

INNLEDNING

Er virkelig norske tunnelbyggere verdens beste? Dette er noe vi gjentatte ganger har sagt oss i mellom, kanskje så ofte og så lenge at det er i ferd med å bli en myte. Men hvordan er det egentlig, er dette riktig eller bare skryt?

Jeg vil med mitt innlegg sette norsk tunnbygging i perspektiv. Se litt på hva vi har utført gjennom de siste 50 årene og hva vi bedriver i dag. Så får leseren selv gjøre seg opp sin mening.

VERDENS BESTE PÅ HVA?

Når vi snakker om verdens beste, er det rimelig å måle våre ferdigheter med det andre har gjort. Hva er vi verdens beste, på? For eksempel:

- er norske tunneler de lengste i verden?
- er norske bergrom størst i verden?
- har Norge de høyeste tunnel-inndriftene?
- har norske tunneler best kvalitet?

Det vil også være andre forhold som teller når det snakkes om verdens beste, slike som

- Beste løsninger/"design" av underjordsanlegg
- Beste erfaringer, byggemetoder / byggemåter

Tabell 1: Verdens lengste tunneler (ifølge <http://www.lotsberg.net/>)

Navn	Lengde (m)	Land	Åpnet	Type tunnel
Seikan	53.850	Japan	1988	Jernbane
Channel tunnel	50.450	England-Frankrike	1994	Jernbane
Lærdal	24.510	Norge	2000	Veg
Shin Kanmon	18.716	Japan	1975	Jernbane
Zhongnanshan	18.040	Kina	2007	Veg
St. Gotthard	16.942	Sveits	1980	Veg
Arlberg	15.516	Østerrike	1978	Veg
Lötschberg	14.612	Sveits	1913	Jernbane
Micangshan	13.800	Kina	?	Veg
Marmara	13.600	Tyrkia	2010	Jernbane
New Erlangshan	13.433	Kina	?	Veg
Hsuehshan	12.942	Taiwan	2006	Veg
Frejus	12.898	Frankrike-Italia	1980	Veg
Maijishan	12.878	Kina	2009	Veg
Mont Blanc	12.288	Frankrike-Italia	1965	Veg
Gudvangen	11.611	Norge	1991	Veg
Baojiashan	11.428	Kina	2009	Veg
Folgefonn	11.185	Norge	2001	Veg

Tallene i tabell 1 taler for seg. Selv Lærdalstunnelen blir lillebror i denne sammenhengen. Om noen år vil de lengste tunnelene i verden være som vist i tabell 2.

Tabell 2. Verdens lengste tunneler etter 2017 (ifølge <http://www.lotsberg.net/>)

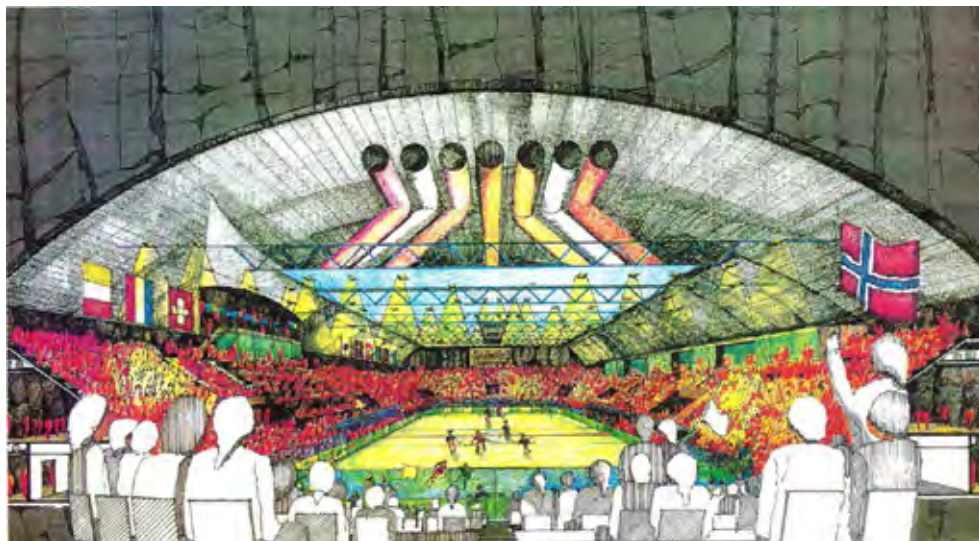
Navn	Lengde (m)	Land	Åpning i	Type tunnel
Gotthard base	57.072	Sveits	2017	Jernbane
Brenner basis	55.392	Østerrike	?	
Seikan	53.850	Japan	1988	Jernbane
Channel tunnel	50.450	England-Frankrike	1994	Jernbane
Lötschberg alptransit	34.600	Sveits	2007	Jernbane
Lærdal	24.510	Norge	2000	Veg

Som jeg vil komme nærmere innpå senere, har vi etter hvert bygget mange og lange undersjøiske tunneler i Norge, og vi fortsetter å bygge undersjøiske tunneler ut i stort tempo. Hvordan ser listen ut for disse tunnelene? Se figur 3. Selv når Rogfast tunnelen på ca. 25.000 m kommer, blir vi faktisk en lillebror her.

Tabell 3: Verdens lengste undersjøiske tunneler (fra web-side <http://www.lotsberg.net/>)

Navn	Lengde (m)	Land	Åpnet	Type tunnel
Seikan	53.850	Japan	1988	Jernbane
Kanaltunnelen	50.450	England-Frankrike	1994	Jernbane
Shin Kanmon	18.716	Japan	1975	Jernbane
Marmara	13.600	Tyrkia	2010	Jernbane
Tokyo Aqua	9.583	Japan	1997	Veg
Chanxing	8.950	Kina	2009	Veg
Storebælt	8.024	Danmark	1997	Jernbane
Bømlafjord	7.931	Norge	2000	Veg
Eiksund	7.797	Norge	2008	Veg
Oslofjord	7.390	Norge	2000	Veg
Severn	7.008	England-Wales	1886	Jernbane
Nordkapp	6.875	Norge	1999	Veg
Westerschelde	6.650	Nederland	2003	Veg
Quing - Huang	6.170	Kina	2011	Veg
Nordøyatunnelin	6.100	Færøyene	2006	Veg
Xiamen Xiangan	5.960	Kina	2010	Veg

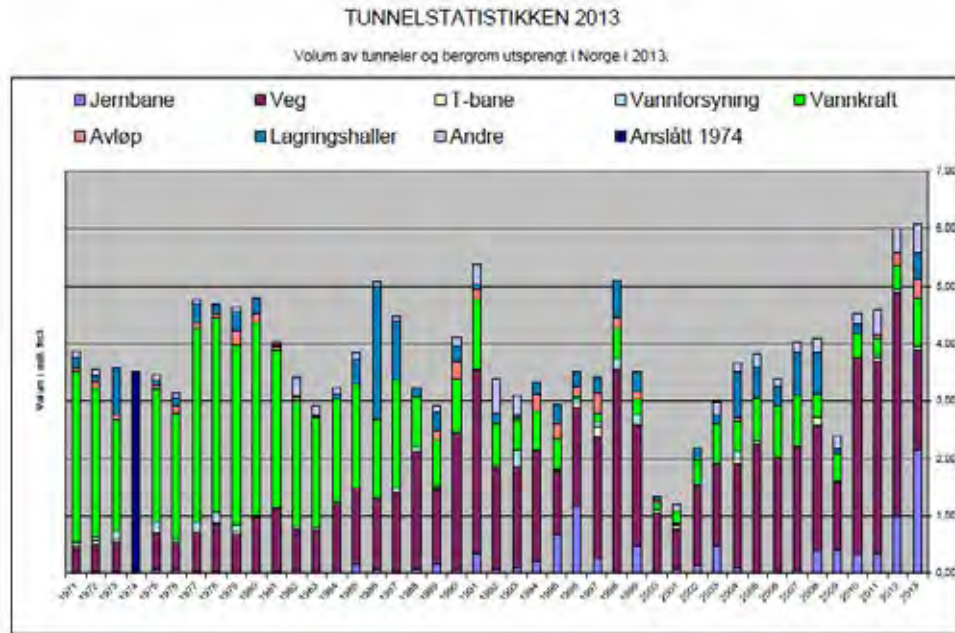
Men hva med store bergrom? Her ligger vi bedre an. Gjøvikhallen er muligens en av verdens største når vi snakker om spennvidde. Det er bare litt synd at verden ikke synes å ha lagt merke til dette. Under OL i 1994 ble det fortalt at folk i USA "synes Norge var heldige som fant en slik berghall inne i fjellet".



Figur 1: Gjøvik Olympiske hall har en spennvidde på 62 m. Muligens verdens største?

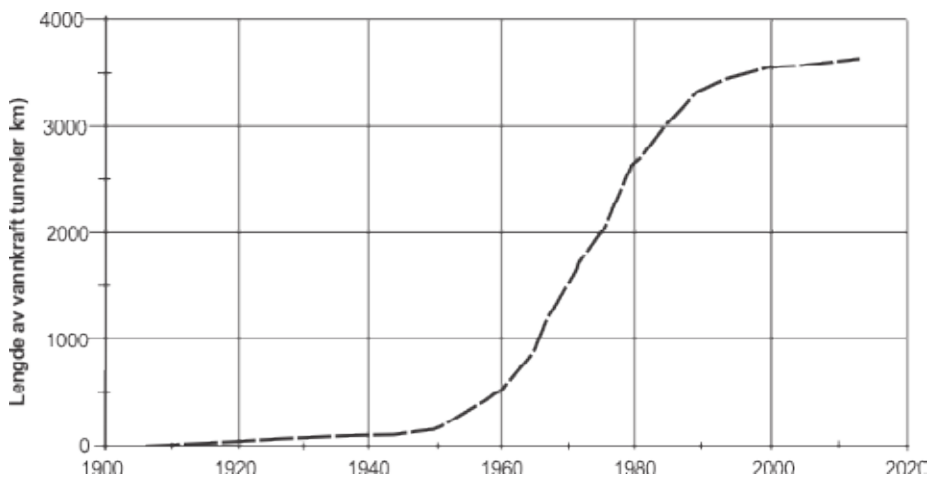
Figur 2 viser tunnelstatistikken utarbeidet av NFF. Den viser omtrentlig volum av tunneler drevet pr. år. I 2013 ble ca. 6 mill. m³ sprengt ut i ulike typer tunneler og bergrom. Dersom

gjennomsnittlig tunneltverrsnitt er 50 m^2 , tilsvarer dette en tunnellengde på 120 km. Norge skal ifølge forståelsepåret være det landet som årlig driver flest tunnelmeter pr. innbygger, nemlig $2,4 \text{ cm/innbysger}$ eller $1,2 \text{ m}^3/\text{innbygger}$.



Figur 2: NFFs tunnelstatistikk.

Mens de fleste norske tunneler i årene 1974 til 1985 ble sprengt ut for vannkraft, overtok vegtunneler fram til 2013 (figur 2). Figur 3 viser lengde vanntunneler bygget i Norge opp gjennom årene, anslagsvis 3500 km totalt. Til sammenligning kan nevnes at det i årenes løp bare ved El Teniente graven i Chile alene er drevet ca. 3000 km med stoller!



Figur 3: Omtrentlig lengde av vanntunneler drevet i Norge etter år 1900

TUNNELINNDRIFTER

Fra en inndrift på 1,5 – 7 m/måned i stoller drevet med fyrsetting (på 1600 og 1700 tallet) hadde tunneler drevet med knematerer (1940 - 1960-tallet) en inndrift opp mot 60 m/uke.

Med moderne tunnel utstyr og driveopplegg (hydrauliske, datastyrte tunnelrigger, ladeopplegg og lasteutstyr) har tunnelinndriftene økt betraktelig. World Tunnelling kunne i sitt januar-februar nummer 2008 berette om en rekord-inndrift på 165 m/uke satt av AF i en 38 m² tunnel på Sauda anlegget.

En ny rekord ble satt av Veidekke i 2011: 176 m/uke i en 16 m² overføringstunnel på Kjøsnesfjorden kraftverk. Det er ikke umulig at dette er verdensrekord.

Til sammenligning kan nevnes at beste norske TBM inndrift på 427 m/uke ble satt i 1992 på Meråker kraftverk. Dette er kanskje også verdensrekord?

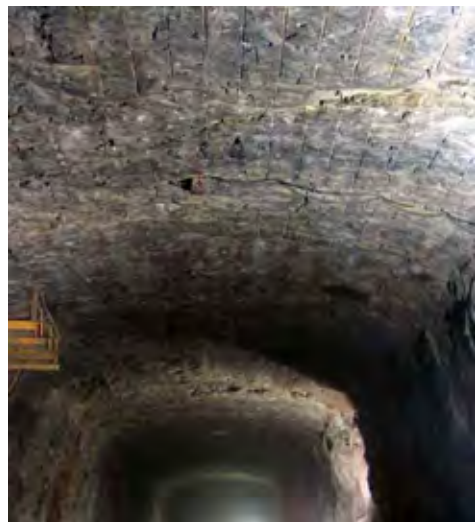
TUNNELKVALITETEN

Men hva med tunnelkvaliteten? Denne synes best i en jevn tunnelkontur. Figur 4 viser tilløpstunnelen på Tokke kraftverk fra 1960-årene. Jeg vet ikke om noen tunnel i dag som kan vise til lignende kvalitet. Derimot har jeg sett hva som kan oppnås i andre land, slik det fremgår av figur 5 fra Kina i 2010.

Kort byggetid og derved krav til høye inndrifter kan være vanskelig å kombinere med en fin tunnelkontur.



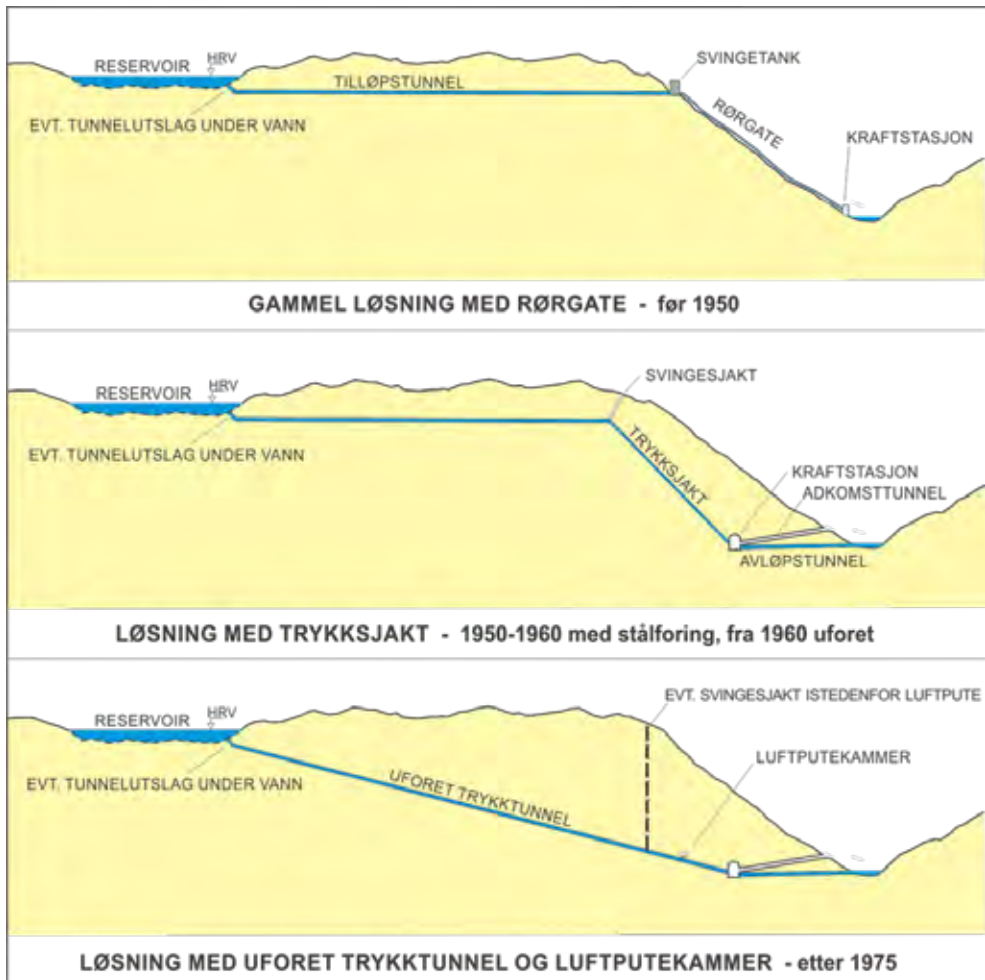
Figur 4: Tunnel på Tokkeanlegget i 1960-årene



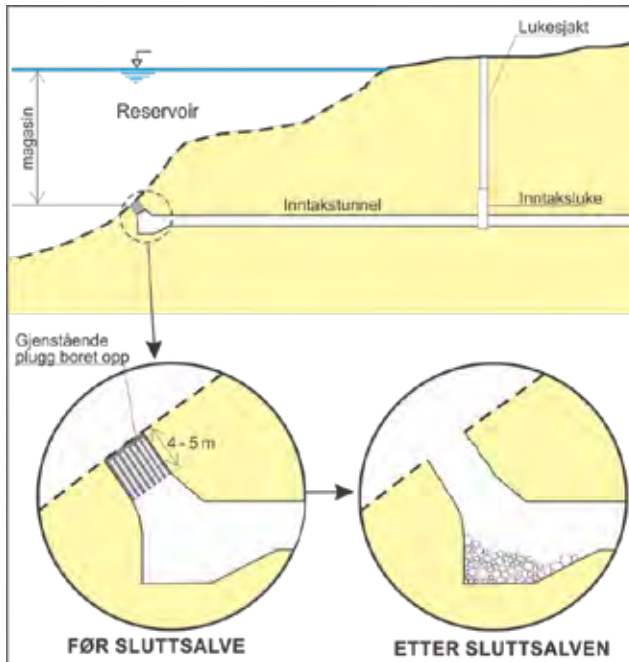
Figur 5: Tunnel sprengt i Kina i 2010

NORSK UTFORMING (DESIGN) AV VANNKRAFT TUNNELER

Fram til 1950-årene ble vannkraftverk bygget med en høytliggende tilløpstunnel, deretter rørgate på overflaten ned til kraftstasjonen i dagen. Kreative norske ingeniører fikk etter hvert lagt trykkørret i en sjakt inne i fjellet med kraftstasjon i fjell. Denne løsningen ble i 1960-årene erstattet av uforet trykksjakt og etter hvert også av uforet trykktunnel. Svingsjakten som før var på toppen av trykksjakten ble nå trykktunnel ble brukt, utført som luftpute-kammer. Dette er en avansert løsning når grunnforholdene tillater det. I dag har vi en mengde kraftverk med uforet trykksjakt/-trykktunnel og vi har gode erfaringer med disse løsningene.



Figur 6: Utvikling av tilløpssystemet ved vann-kraftverk (basert på Broch, 1984)



Figur 7: Prinsipp for tunnelutslag under vann

UNDERSJØISKE TUNNELER

Etter at den første vegtunnelen (Vardøtunnelen) ble bygget i 1979 – 82, er det blitt bygget en mengde undersjøiske tunneler langs norskekysten under fjorder og ut til øyer.

Undersjøiske vegtunneler er en norsk spesialitet, der sonderboring og forinjeksjon utgjør en viktig del av drivingen. Det finnes nærmere 50 undersjøiske tunneler i Norge, hvorav 33 er vegtunneler på til sammen 132 km lengde, den dypeste på -287 (Eiksundtunnelen).

Tabell 5: De lengste undersjøiske vegtunnelene i Norge

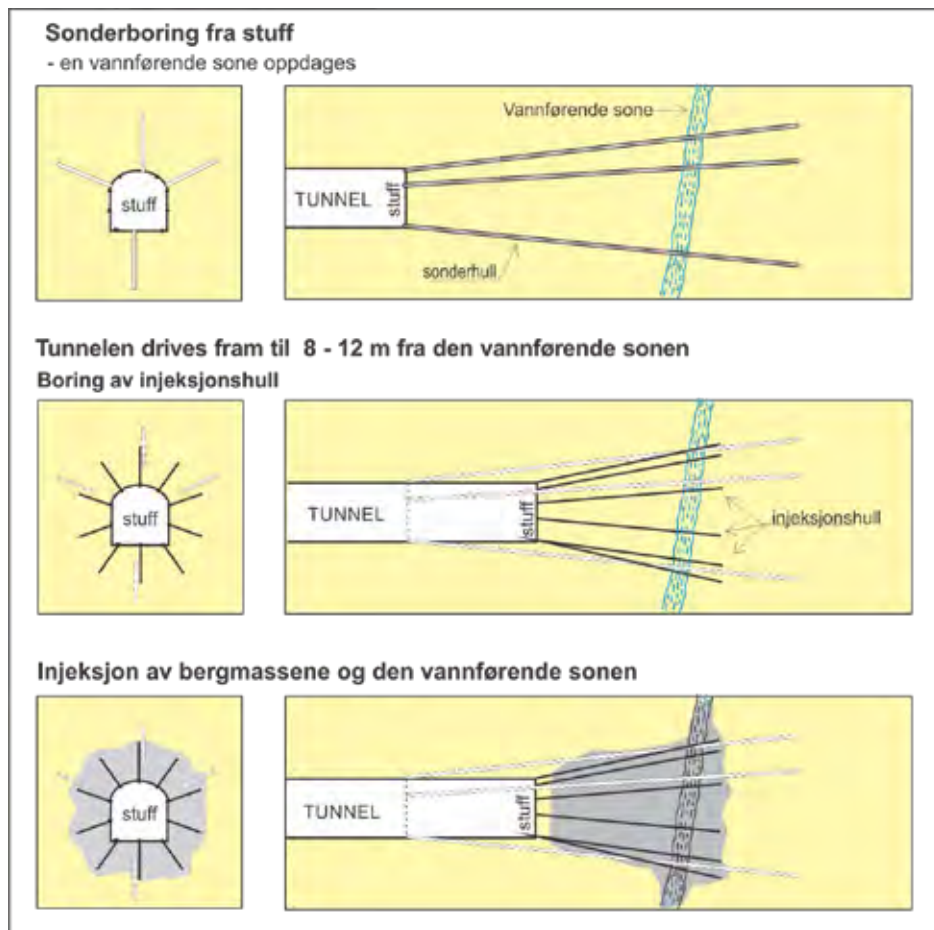
Navn	Lengde (m)	m.u.h.	Åpnet	Vegstrekning
Karmøytunnelen	8900	139	2013	Fylkesvei 47
Bømlafjordtunnelen	7888	263	2000	Europavei 39
Eiksundtunnelen	7765	287	2008	Fylkesvei 653
Oslofjordtunnelen	7306	134	2000	Riksvei 23
Nordkapptunnelen	6875	212	1999	Europavei 69
Byfjordtunnelen	5875	223	1992	Europavei 39
Atlantehavstunnelen	5779	250	2009	Fylkesvei 64
Finnøytunnelen	5685	200	2009	Fylkesvei 519
Hitratunnelen	5645	264	1994	Fylkesvei 714
Frøyatunnelen	5305	164	2000	Fylkesvei 714
Freifjordtunnelen	5086	130	1992	Riksvei 70
Mastrafjordtunnelen	4424	133	1992	Europavei 39
Valderøytunnelen	4222	137	1987	Riksvei 658

I denne sammenhengen kan det være artig å nevne at den 3,6 km lange og 256 m dype tunnelen for gassrør under Frierfjorden fra 1976 lenge var den dypeste undersjøiske tunnelen i Norge.

UTVIKLING AV SONDERBORING OG FORINJEKSJON

Som et element i drivingen av de undersjøiske tunnelene har vi i Norge utviklet et system for sonderboringer for i tide å kunne oppdage uforutsette, vanskelige grunnforhold. Ved å bruke tunnelriggen for å bore 20 – 25 m lange hull foran tunnelstuppen fås indikasjoner om mulige vannførende berg og også andre vanskelige grunnforhold. Slik sonderboring har faktisk reddet flere tunneler, blant annet Oslofjordtunnelen, Bjørøytunnelen og Atlanterhavstunnelen, fra problemer som er nærmere beskrevet senere.

Det har blitt en typisk norsk resept å bruke høyt injeksjonstrykk og lange hull. I egnede grunnforhold gir dette en rask utførelse med akseptabelt resultat. Opplegget er nærmest blitt en standard og benyttes i tide og utide, til dels på bekostning av et bedre tilpasset injeksjonsopplegg når grunnforholdene gjør at injeksjon ikke er "straight forward".



Figur 8: Prinsipp for sonderboring og injeksjon

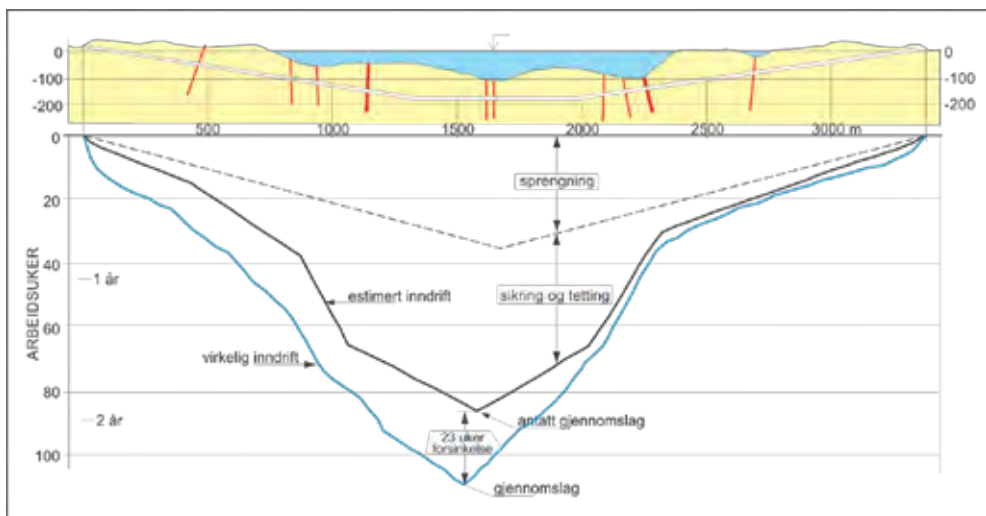
UTVIKLING OG BRUK AV TUNNELUTSTYR OG METODER

Det har foregått en rivende utvikling av tunnelutstyr og metoder for å effektivisere drivingen. Norske entreprenører har til dels tatt del i denne utviklingen og vært raske til å ta i bruk forbedret utstyr og metoder. De har også aktivt vært med på noen av forbedringene, blant annet utvikling av datarigger, injeksjonsrigger, sprøytebetong, sprengstoff og salveplaner. Norske produsenter har kommet med interessante forbedringer av for eksempel tunnelrigger, lasteutstyr, bolter og sprengstoff.

Prof. Rolf Selmer-Olsen var en foregangsmann når det gjelder analyse og forståelse av bergforholdene. Han hadde blikk for geologi og grunnforhold og med sin praktiske sans fant han løsninger på sikring og drivemetode tilpasset den aktuelle situasjonen. Det er hans erfaringer vi til dels har bygget videre på. Også introduksjon av Q-systemet har vært viktig i den utviklingen vi har hatt.

BYGGEKONTRAKTER

Våre kontrakter var tidligere basert på enhetspriser og bygget på samarbeid mellom de impliserte parter og insitament for å gjøre en god jobb. Norske tunnelbyggere har alltid vært opptatt av inndrifter. Som et ledd i dette ble det på 1980-tallet utarbeidet et system med ekvivalenttider basert på oppnådde kapasiteter på ulike arbeider i tunnel (vesentlig sikringsarbeider og arbeider med injeksjon). Derved var det mulig å beregne byggetid ut fra mengdene i kontrakten. I tillegg kunne det lettere utarbeides prognoser på tunnelens inndrift ut fra de antatte grunnforholdene. Under tunneldrivingen kunne prognosen oppdateres og måles mot de antatte forholdene slik det er vist i figur 9. Det var derved mulig å følge med hvor mye tunnelfremdriften ligger foran eller bak prognosen og stipulert byggetid. Jeg er litt forundret over at dette systemet har vært lite blitt brukt og utviklet siden det ble lansert på i midten av 1980-årene. Nå vil kanskje Eurokodene som er innført, bevirke at systemet mer aktivt vil tas i bruk.



Figur 9: Bruk av ekvivalentidsregnskap og antatte grunnforhold til å estimere inndrift under bygging og tidspunkt for antatt gjennomslag. Den virkelige inndrift ble plottet etter hvert. Dårligere grunnforhold og derved økning av sikrings- og tettearbeider førte til forsinkelser som etter hvert ble på 23 uker.

I de siste 10 – 15 årene har det blitt mer vanlig å bruke fastpriskontrakter. Jeg har vanskelig å forstå at dette kan være fornuftig ved bygging i berg tatt i betraktning den iboende usikkerhet geologien har med muligheter for overraskelser. Noen eksempler på slike overraskelser er omtalt senere. Forholder er jo at:

- dersom grunnforholdene er bedre enn antatt, vil entreprenøren kunne tjene på det, men
- er forholdene mer ugunstige, blir det lett krav om kompensasjon og mulige rettssaker.

Dette er ingen tjent med.

DEN NORSKE TUNNELBYGGEMETODEN (NMT)

Denne ble først presentert i begynnelsen på 1990-årene som "The Norwegian method of tunnelling", jeg tror som et mottrekk til den vellykkede østerrikske tunnelbyggemetoden (NÖT, eller NATM på engelsk).

Ifølge Grøv (2012) består NMT av følgende elementer/prinsipper:

- Sonderboring – en undersøkelsesmetode under driving
- Vann håndteres med forinjeksjon,
- Bergmassen er et utmerket byggemateriale med iboende selvberende egenskaper
- Sikring gjøres med bolter og sprøytebetong, tyngre sikring ved behov ut fra påtruffet geologi
- Drenert struktur, ikke behov for dimensjonering med statisk vanntrykk
- Vann- og frostsikring opptre strukturelt uavhengig av stabilitetssikringen

I tillegg bør nevnes bruk av Q-systemet ved planlegging og oppfølging.

Hvorfor ikke benevne NMT for hva den er, nemlig en byggemåte? Dette har østerrikerne gjort; de har kalt sin metode "Neue Österreichische Tunnelbauweise, NÖT".¹ Jeg kan ikke se at NMT har slått til i utlandet. Egentlig er det bare de to første punktene i NMT (sonderboring og forinjeksjon) som er fortrinn/spesialitet vi i Norge benytter. De andre forholdene som Grøv lister opp, benyttes i større eller mindre grad også i andre land. Jeg tror ikke mange tunnelbyggere i utlandet har forstått hva vi prøver å selge.

NOEN UHELDIGE ERFARINGER - som imidlertid har ført til forbedrete løsninger

Norske tunnelbyggere er åpne om problemer, feilvurderinger og erfaringer fra tunneldrivingen og fra utbygginger. Fjellsprenningskonferansen har alltid vært et viktig forum her. Gjennom presentasjoner, personlige kontakter og faglig utveksling av erfaringer har vi lært av hverandre. Det er ikke lite som er blitt fremført på denne årlige konferansen gjennom de 50 årene den er holdt, slik det fremgår av tabell 6.

I det følgende skal nevnes noen eksempler på problemer og løsning av disse, til dels uheldige erfaringer, hvilket faktisk har brakt norsk tunnelektspertise videre.

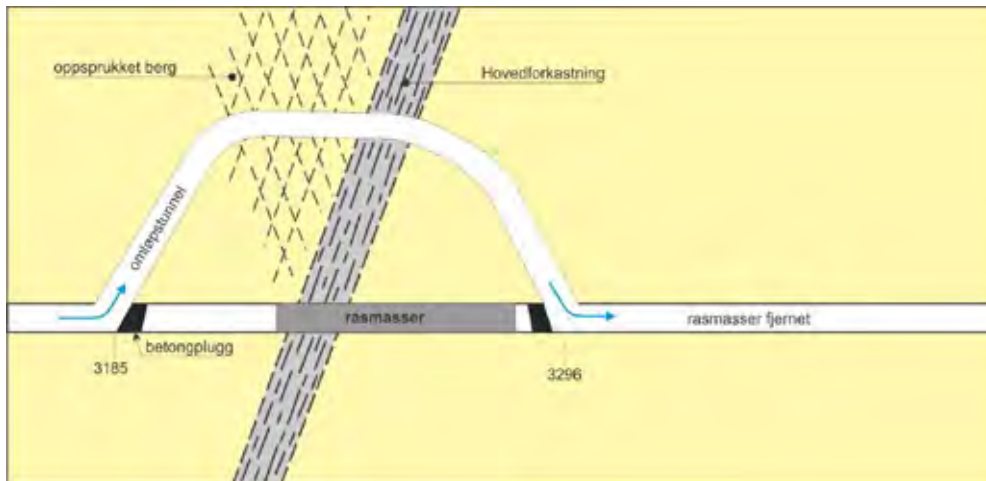
¹ Det er pga. den engelske oversettelsen til New Austrian tunnelling method, NATM, at ordet 'metode' er kommet inn i betegnelsen for NÖT

Tabell 6: Antall presentasjoner på Fjellsprengningskonferansen

	1963 - 2013	1970 - 2013	1975 - 2013	1975 - 2013	1995 - 1996
Fjellsprengningsteknikk	907				
Bergmekanikk		394			
Fellessesjon bergmekanikk/geoteknikk			218		
Geoteknikk				259	
Petroleumsdag					17
SUM			1795		

Blokkeringsraset på Vinstra kraftverk

Den uforete trykktunnelen på 35 m² ble satt i drift i 1989. Etter 2 års drift ble det oppdaget et stort ras i her ca. 2,5 km oppstrøms for kraftstasjonen. På rasstedet var tunnelen helt fylt og det ble funnet rasmasser i tunnelen helt ned til kraftstasjonen. Rasmassenes volum ble beregnet til 15,000 m³.



Figur 10: En 155 m lang omløpstunnel ble bygget forbi rasstedet

For å utbedre tilløpstunnelen ble det bygget en omløpstunnel på 155 m lengde rundt raset. Nedstrøms for rasstedet ble rasmassene i tunnelen fjernet. Arbeidene tok 4 måneder. Dette var meget raskt sammenlignet med tilsvarende ras andre steder i verden der utbedringen har tatt et par år. Her viste byggherre og entreprenør både handlekraft og forståelse.

Frysesonen i Oslofjordtunnelen

Drivingen av denne undersjøiske vegtunnelen startet i 1997 og den ble åpnet i 2000. På Hurumsiden i den planlagte tunnelen ble det under forundersøkelsene påvist en stor svakhetssone/forkastningssone ved refraksjonsseismikk. Ytterligere undersøkelser ble utført, blant annet ved 2 kjerneboringer; et hull fra land og et fra en liten holme. Begge hullene ble boret ned til litt under tunnelnivå. De ga ytterligere opplysninger om svakhetssonens størrelse og sammensetning.

Under driving av tunnelen i 1997 ble det utført sonderboringene fra stuff med tunnelriggen. Da ble det oppdaget at svakhetssonene var erodert nesten ned til tunnelens senterlinje. Videre drift ville ha brakt øvre del av tunnelen rett inn i løsmassene (sand, grus og stein) som den 15 m brede kløften var fylt med, med uhåndterbare lekkasjer som resultat. Løsmassene lot seg ikke injisere og løsningen var frysing av sonen.



Figur 11: Boringer og tolkning av grunnforholdene. I tillegg til boringene ble det utført refraksjonsseismikk



Figur 12: Utførelse av sonderboringer med tunnelriggen oppdaget at forkastningen var erodert til en dyp kløft som endte midt i tunnelen

Grunnforholdene ble tolket feil fordi kjerneboringene ikke undersøkte bergmassene over tunnelen, hvilket kunne ført til en katastrofe som ble forhindre av sonderboringene fra stuff. Det er imponerende at det var mulig å drive tunnel gjennom denne løsmasse- og vannfylte kløften 100 m under havnivå. Arbeidene for nedfrysing av svakhetszone og kløft var imidlertid meget tidkrevende som det fremgår av tabell 7.

Tabell 7: Omtrentlig tidsforbruk for undersøkelser, arbeider med frysing og for driving gjennom sonen

Undersøkelser, driving av omløpstunnel, injisering av sonen:	3,0 mnd.
Rigg og boring av frysehull	10,0 mnd.
Rigg for frysing:	1,5 mnd.
Etablering av frostkonstruksjon:	3,5 mnd.
Driving gjennom frysesonen og sikring:	2 mnd.
SUM	20 mnd.

Problemsonen i Atlanterhavstunnelen

Under byggingen av den undersjøiske Atlanterhavstunnelen i 2007 gikk et ras da tunnelen var kommet 230 m under havoverflaten. Sonderboringer hadde påvist sonen som også var påvist ved forundersøkelsene. Feilvurderinger medførte imidlertid at den ikke var injisert godt nok slik at det oppsto betydelig innlekkasje av sjøvann. Lekkasje var oppe i 500 l/min fra et borehull og det ble målt vanntrykk opp mot 23 bar. Raset som oppsto, forplantet seg mer enn 10 m opp over hengen. Forholdene ble presentert på Fjellsprenningskonferansen i 2008.



Figur 13: Tunnelmasser ble fylt inn på stuff mens raset utviklet seg mer enn 10 m oppover. Med begrenset fjelloverdekning ble håndtering av raset spennende (fra Karlson, 2008).

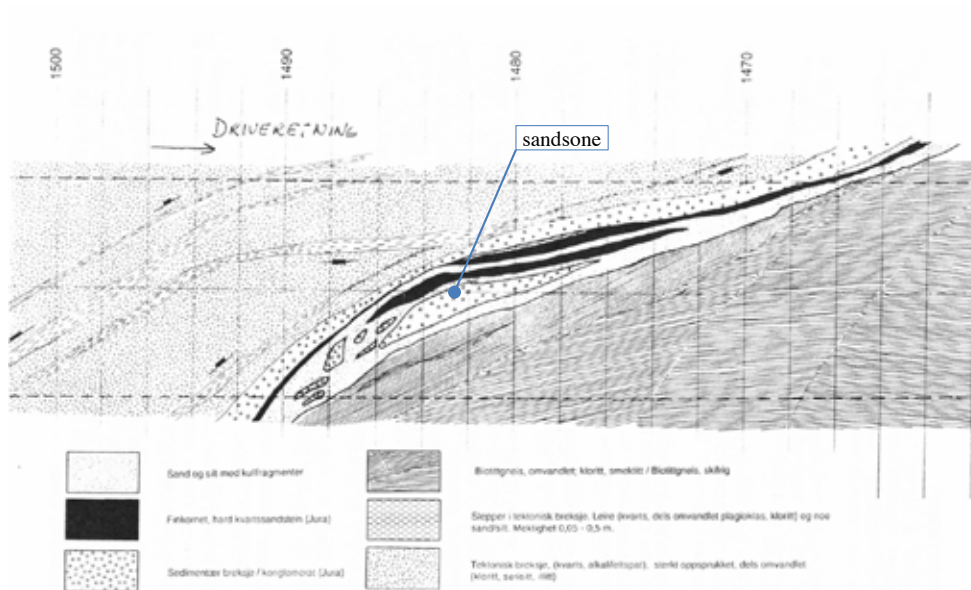
Det ble støpt en betongplugg innerst i tunnelen som dekket rassonen og meget omfattende og tidkrevende injeksjons- og sikringsarbeider måtte gjennomføres for å passere den 40 m brede sonen. Fra raset gikk til sonen var passert gikk det 10 måneder og nærmere 1000 tonn injeksjonsmasse.

En kan spørre seg hvorvidt den norske tunnelmetoden (NMT) her var vellykket der en velutviklet norsk strategi for utførelse av sonderboring og forinjeksjon inngår. Erfaringen er at norske tunnelbyggere ikke nødvendigvis er like gode når det dukker opp vanskelige grunnforhold.

Sandsonen i Bjørøytunnelen

Sonderboringer fra stuff med tunnelriggen påviste den såkalte sandsonen like foran tunnelen i den undersjøiske Bjørøytunnelen. Dette var en høyst overraskende geologisk forekomst av

løse bergarter som ikke er påvist tidligere i Norge.² Sonen og tunnelarbeidene ble beskrevet av Erik Dahl Johansen på Fjellsprengningskonferansen i 1995 som "*Sonen ble bekjempet av standhaftige tunnel-drivere med moderne injeksjon- og tunnel-teknikk.*" "*Driving gjennom sonen, 70 m under havoverflaten har vært en prosess med omfattende og komplisert injeksjon, nitid kontroll og tung sikring.*"



Figur 14: Skisse av sandsonen i Bjørøytunnelen. Sonderboringer oppdaget sonen i tide slik at nødvendige arbeider foran stuff kunne utføres for at tunnelen kunne drives gjennom sonen. (Fra Dahl Johansen, 1995)

Erfaringene etter 4 måneder med undersøkelser, tolkninger, vurdering av muligheter / risiko var:

- Forbruk av 242 tonn sement, 16 tonn akryl, 280 m³ sprøytebetong og 23 arbeidsuker før sonen var passert
- Passering av sandsonen tok 8 måner fra den ble påtruffet (september 1994 – juni 1995)

Nok en gang påviste sonderboringer forekomst av overraskende grunnforhold. Handlekraft og effektive arbeider tuftet på erfaring gjorde at tunnelen kunne drives gjennom disse vanskelige grunnforholdene.

NOEN PROBLEMER: Dårlig omdømme

Jeg vil ikke komme nærmere inn på raset i Oslofjordtunnelen etter at den var tatt i bruk, ei heller av raset i Hanekleivtunnelen. Sistnevnte har betydd mye for senere bygging av veg- og jernbanetunneler i Norge. De to rasene i vegtunneler under bruk har imidlertid gitt tunnelbyggere et dårlig ry som det tar mange år å forbedre.

² bortsett fra i et lite felt på Andøya

Det kommer får imidlertid stadige påminnelser i pressen som ikke akkurat gjør tunnelbyggeren mer populær. Eksempelvis leser vi i pressen:

- Granfosstunnelen i Oslo repareres for 150 millioner kroner, pengene tas fra inntektene i bomringen.
- Fastlandsforbindelsen til Magerøya i Finnmark (Nordkaptunnelen) får sine merutgifter delvis dekket ved overføringer fra et tunnelprosjekt på Riksveg 94. Resten må lånes fra andre fylker og tilbakebetales i 1999.
- Bragernes-prosjektet, en del av hovedvegutbyggingen i Drammen-området, er blitt 40% fordyret. Det fører til utsettelse og forsinkelser.

Nå har ikke nødvendigvis de forholdene som oftest presenteres i pressen noe med drivingen av tunneler å gjøre, men leseren av presseoppslag ser ikke dette så lett. Her har norske tunnelbyggere en utfordring til å redusere slike oppslag.

HVORDAN BLIR NORSKE TUNNEBYGGERE OPPFATTET I UTLANDET?

I en artikkel i *Tunnel & Tunnelling* i 1999 listet Alastair Biggart³ opp følgende nye metoder introdusert årene 1970 – 1999 som han mente har vært viktige for utviklingen i tunnelbygging:

- *"Precutting the arch and filling with concrete ahead of the tunnel face*
- *Multiple connected drifts and large caverns, used for the Mount Baker Ridge Tunnel, Seattle and on the French crossover caverns on the Channel Tunnel*
- *NATM (New Austrian Tunnelling Method)*
- *Closed face TBMs and diminution of the use of compressed air*
- *The introduction of very large TBMs*
- *Hydraulic rock drills replacing pneumatic drills*
- *The use of roadheaders for excavation, introduced in civil engineering in the early 1970s*
- *Increased use of pipejacking for longer lengths and bigger diameters*
- *Introduction of microtunnelling*
- *Improvement of raiseboring equipment"*

Videre viser han til følgende forhold han mente representerte viktige utviklinger i disse årene:

- *"Development of slurry machines and earth pressure balance machines (EPBM)*
- *Introduction of very large TBMs*
- *The rise of NATM (but not the fall)*
- *The use of computers for almost every aspect of construction and tunnelling"*

Biggart nevner ikke noe der norske forhold er involvert. Var han oppdatert, eller har vi ikke klart å gjøre våre ferdigheter skikkelig kjent i utlandet?

³ Biggart var/er visepresident i Hatch Mott McDonald, et stort internasjonalt konsultentselskap

HVOR STÅR NORSK TUNNELBYGGING I DAG?

Norske entreprenører har bare drevet noen få tunnelprosjekter i utlandet – enda så gode vi er. Og de fleste har endt med dårlige erfaringer og økonomisk tap. I dag er det vel bare LNS som har virksomhet utenfor Norge. Vi har så langt hørt lite til hvordan prosjektene egentlig går ikke minst økonomisk og om drivingen har vært vellykket.

Når vi ser på forholdene i Norge i dag fremgår av tabell 2 at det sprenkes mer enn noensinne, spesielt innen veg og jernbane. Det meste utføres av 6 – 7 store entreprenører. Det er hard konkurranse om jobbene og mange utfordrende prosjekter. Fortjenesten er og har nesten alltid vært, liten. Jeg har i det følgende listet opp en del forhold som jeg mener er viktige å forbedre utviklingen i tunnelbygging.

Byggherrene bestemmer ofte premissene ved bygging av et tunnelprosjekt. Følgende forhold mener jeg er viktige:

- Teknisk ekspertise er hos mange redusert og synes ofte å være erstattet av økonomer og jurister. De bestemmer ofte kontraktfilosofi og tildelingen av tunnelkontrakter.
- Ved anbud på planlegging skal konsulenter gi pris på en jobb som ikke er spesifisert, dvs. det er jobben det gis pris på som skal spesifisere prosjektet. Da blir det ikke lett å ha en rettferdig og fornuftig konkurranse.
- Flere og flere entreprenørkontrakter utføres på fast pris og påfører derved større risiko på utførende entreprenør. Dette ender som tidligere nevnt lett i tvister og rettsaker.
- En av våre store byggherrer benytter seg ofte av taktiske anbud, der mengdene i tunnelkontrakten ikke står i forhold til byggetiden.
- Byggeledelsen er ofte for liten tatt i betraktning alle krav som stilles til skjemautfylling og dokumentasjon.

Entreprenørene:

- Har gode, erfarne tunneldrivere
- De er flinke til å ta i bruk nytt og bedre utstyr
- Sterk konkurranse og liten fortjeneste gir begrensede ressurser for videreutvikling
- Krav til høye inndrifter reduserer til dels kvaliteten på tunnelarbeidene
- Taktiske tilbud (ofte pga. taktiske anbud?) kan lett ødelegge et godt samarbeid

Konsulentene:

- 4 – 5 store konsulenter behersker det meste av anleggsmarkedet
- Konkurranse på prosjektering med pristak fører neppe til optimale løsninger
- Skifte av konsulenter under prosjekteringen splitter opp ansvaret
- På mange prosjekter er konsulentene ofte lite med under bygging (bortsett fra produksjon av arbeidstegninger). Dette begrenser mulighetene for å tilegne seg praktisk erfaring

Kontraktene. Med konkurranse på planlegging basert på billigste tilbud, blir resultatet lett deretter. Ny anbudsrunde for hvert trinn ødelegger insitamentet til å gjøre en god jobb. Dette fordi en godt utført jobb ikke har betydning for mulig videre engasjement, slik det var tidligere før 1980-årene. Løsningene blir kanskje ikke optimale og dermed dyrere for byggherren, mye dyrere enn om mer penger ble lagt i planleggingen.

Hva med samarbeidet byggherre – entreprenør – konsulent?

For det enkelte tunnelprosjektet er tillitsforhold og et godt samarbeid en forutsetning for vellykket utførelse. Det er, slik jeg ser det, enkelte elementer i måtene vi driver på i dag som vanskeliggjør dette, blant annet:

- Sterk priskonkurranse
- Taktiske anbud og tilbud
- Skjemavelde og krav til omfattende dokumentasjon (som krever så mye at det går ut over praktisk oppfølging)
- Ofte for liten bemanning i byggeledelsen

Av gode samarbeidstiltak i dag bør nevnes:

- Samhandling som benyttes på en del tunnelprosjekter
- Bransjeprojekter der fagfolk fra byggherre, entreprenør og konsulent samarbeider

Noen utfordringer:

- Det trengs flere utviklingsprosjekter og forskning i tunnelbransjen
- Innføring av Eurokoden. Hvordan skal dens krav til dokumentasjon og økt papirvelde møtes?
- Når skal Prosesskoden og NS 3420 samordnes?

Det er å håpe at den samarbeidsånden som tidligere eksisterte mellom de tre partene, spesielt ved vannkraftprosjekter, vil fortsette. Et samarbeid hvor alle involverte parter aktivt går inn for å bygge et godt prosjekt.

Slik jeg ser det, er byggherrene spesielt viktige når det gjelder utvikling av faget tunnelbygging. Det er de som har økonomiske ressurser og som tjener på flinke, effektive tunnelbyggere. Slik utvikling kan foregå både ved de enkelte prosjektene, men også generelt, blant annet ved utvikling og riktig bruk av kontrakter, kravspesifikasjoner, levetid for prosjektene.

Jeg har lyst til å bruke Erik Dahl Johansen's beskrivelse av hvorfor det gikk så bra å drive tunnel gjennom den vanskelige sandsonen på Bjørøytunnelen. Her var det:

- Et nitidig utrednings- og planleggingsarbeid
- En ressurssterk og kreativ Entreprenør
- Nært samarbeid mellom byggherre og entreprenør som ga rask beslutningsprosess
- Tekniske løsninger som kunne planlegges og velges uten kontraktmessige hensyn
- Bruk av til dels nyutviklete injeksjonsmetodene som fungerte bra.

Her kom den norske kreativiteten og stå-på ånden til sin rett. Det er viktig ikke å drepe slike egenskaper ved uegnede kontrakter og anbudskonkurranser.

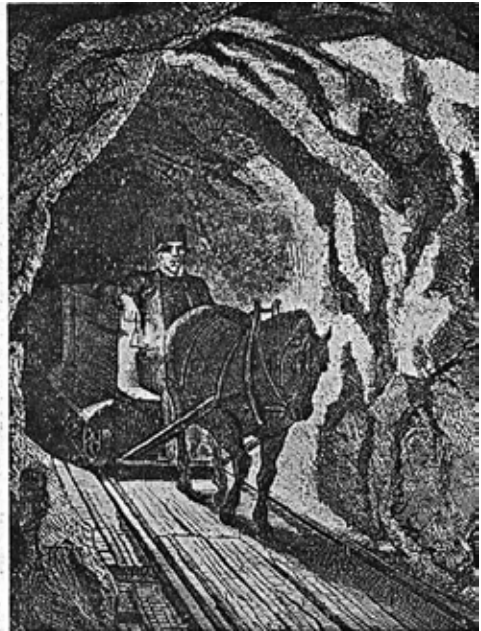
Jeg håper at artikkelen har gitt leseren et grunnlag til bedre å vurdere om norske tunnelbyggere er så gode som vi skryter av. Min konklusjon er klar: Norske tunneldrivere (stuffmannskapet) er verdens beste – i Norge (der forholdene ligger til rette for bruk av moderne utstyr, effektiv utførelse, kreativitet og ikke minst stuffmannskapets beslutsomhet).

Jeg har nevnt en god del forhold jeg mener må forbedres om vi skal beholde den kompetanse, samarbeid og kreativitet vi har hatt, spesielt i tiden fra 1950 årene fram til for 15 – 20 år siden.

Avslutningsvis kan det kanskje være interessant å mimre litt og tenke på hvilken fantastisk utvikling og hvilke utrolige forbedringer det har vært i tunnelbygging.



Gruvearbeid i 1860-årene. En primitiv oljelampe gir lys til arbeidet



Malmkjører midt på 1800-tallet

REFERANSER

Broch E. (1984): Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway. Underground Space, volum 8, 1984, side 177 – 184.

Dahl Johansen (1995): Passering av sandsonen på Bjørøy, hvordan gikk det? Fjellsprengningskonferansen 1995, side 6.1 – 6.23.

Grøv E. (2013): En hyllest til den norske tunnelbyggemetoden. Byggeindustrien nr. 2 – jubileumbilag, side 14 -19.

Karlson K.I. (2008): Rv64 Atlanterhavstunnelen – Lekkasesone 230 m under havoverflaten. Fjellsprengningskonferansen 2008, side 11.1 – 11.16.

The world's longest tunnel page: <http://www.lotsberg.net/>

**SPRENGNINGSTEKNISK FORSØK - UFP05 SKILLINGSMYR ENTREPRISEN,
VESTFOLDBANEN****Blasting trials at UFP05 Skillingsmyr, Vestfoldbanen**

Sivilingeniør Espen Hugaas, Sivilingeniør Olaf Rømcke, Phd Vegard Olsen
Orica Norway AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med drivingen av Ønnsåsen tunnel på Skillingsmyr-entreprisen er det utført sprengningstekniske forsøk med elektroniske tennere i hele tunnelvernsnittet. Forsøkene har vært et samarbeid mellom byggherren (JBV), hovedentreprenør (Veidekke) og sprengstoffleverandør (Orica). Målet med forsøket er fra byggherrens side å tilegne seg praktisk erfaring ved bruk av elektroniske tennsystemer, for å se om det vil være grunnlag for å kreve dette i tunnelkontrakter i fremtiden. Spørsmålet er om det vil være et grunnlag for bruk av elektronisk tennsystem ved normal drift sett i et økonomisk totalperspektiv over tunnelens levetid, og ikke bare ved f.eks. særskilte rystelsesrestriksjoner. I hovedsak vil det være et spørsmål om det er nok positive faktorer til å overvinne prisforskjellen til ikke-elektriske tennere (Nonel).

I dette prosjektet ble hele 20 salver, drøyt 100 m, sprengt med elektroniske tennere. Som standard tunneldrift i Norge ble emulsjonssprengstoff med strengladning i 1. og 2. kontur brukt. Forsøkssalvene er sammenlignet med den konvensjonelle driften med ikke-elektriske tennere, før og etter forsøksstrekningen. Resultatene fra forsøkene viser bl.a. slattere kontur, mindre overmasse, lengre inndrift, redusert sprøytebetong, lettere lasteforhold m.m.

SUMMARY

At the UFP05 Skillingsmyr project, Vestfoldbanen, approximately 100 m of the Ønnsåsen tunnel was purposed for blasting trials with electronic detonators over the whole tunnel cross section. The builder (Jernbaneverket - Norwegian government's agency for railway service) wants to get practical experiences and results in use of such system, to be able to see if the positive sides, in a total lifespan cost analysis, beats the obvious negative side of the system, the price of the detonators. The contractor (Veidekke) and the explosives supplier (Orica Norway) were responsible for the execution of the trials.

In total 20 blasts (+100 m) was blasted with electronic detonators. Emulsion explosives with string loading in 1st and 2nd contour holes were used. The trial blasts are compared to the conventional blasts with non-electrical detonators (Nonel), before and after the trial stretch. The results of the trials show amongst other things smoother contour, less overbreak, better advance, reduced shotcrete, easier loading.

INNLEDNING

Det er blitt sprengt mange salver med elektroniske tennere i norske tunneler. Helt siden 90-tallet har det vært utført forsøk med hybridsalver, spesielt med tanke på forbedret kontur. Det er også gjort enkelte forsøk med elektroniske tennere i hele salven, som et tiltak for å redusere rystelser. I Sverige er det mange eksempler på det siste ifm sprengning av Citybanan og Norra Länken.

Ingen har tidligere sprengt full lengde tunnelsalver med elektroniske tennere i alle hull, over så lang strekning som i dette prosjektet. Målet fra byggherrens side er å se på alle forhold vedrørende bruk av elektroniske tennere, og ikke bare rystelser og kontur, selv om det er viktige parametre.

Det store spørsmålet er om det er nok positive faktorer til å overvinne de negative forholdene ved normal tunneldrift. I hovedsak er de negative forholdene pris, samt noe lengre koblingstid.

Forsøkene som er utført på UFP05 Skillingsmyr entreprisen er en del av kontrakten. Jernbaneverket er byggherre og Veidekke Entreprenør er utførende. Orica Norway AS har levert sprengstoff og tennere, og de har stilt med teknisk personell for å bistå med kobling av det elektroniske tennersystemet. Jernbaneverket har fulgt opp forsøkene med kontrollingeniører og 5 års masterstudent.

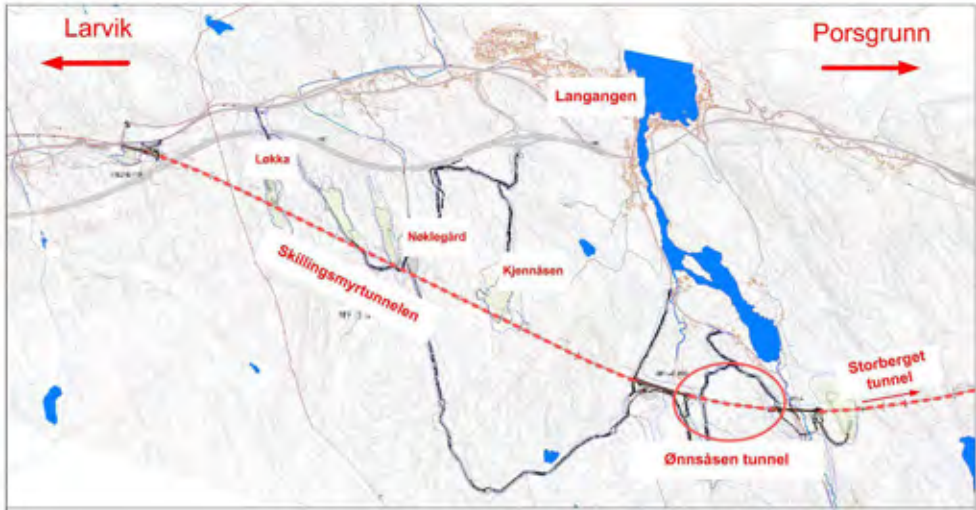
Forsøkene pågikk kontinuerlig i ca 4 uker, og var ferdige i slutten av oktober 2014. Dette innebærer at analysene av resultatene ikke er gjennomgått i detalj da dead line for innlevering av tekstmanus var begynnelsen av november. Resultater fra forsøkene er likevel såpass tydelige at noen foreløpige konklusjoner er tatt med. Foredraget på Fjellsprengningsdagen vil i så måte supplere denne artikkelen.

PROSJEKTBEKRIVELSE

UFP05 Skillingsmyr entreprisen er en av fire tunnelentrepriser i forbindelse med utbyggingen av Vestfoldbanen mellom Farriseidet og Porsgrunn. Totalt innebærer dette 22,5 km med dobbeltsporet jernbane. 15,3 km av denne strekningen går i tunnel (syv stykker totalt). Samtlige av tunnelene er enkeltløpstunneler dimensjonert for hastigheter opp mot 250 km/t. Dette betyr store tverrsnitt (132 m² normalprofil og 152 m² på store deler av parsellen).

I UFP05-entreprisen inngår Skillingsmyr tunnel (3810 meter), Ønnsåsen tunnel (635 meter) samt 300m av Storberget tunnel. I tillegg inngår også 300 m dagsone, Gunnarsrød bru (62 m) Ønna bru (228 meter). Entreprisen strekker seg fra fylkesgrensen Vestfold-Telemark til vestsiden av Ønna i Telemark.

Forsøket er utført i Ønnsåsen tunnel. Denne blir i stor grad drevet fra Ønna og østover. Alle forsøkssalvene er skutt på østgående stoff. Fjellet består av en homogen og lite oppsprukket Larvikitt.



Figur 1 Oversiktskart over UFP05 Skillingsmyr entreprisen

ELEKTRONISK TENNSYSTEM, EDEV PRODUKTER

Forsøkets mål var å se på forskjeller mellom elektroniske tenner og ikke-elektriske tenner (Nonel). Orica's elektroniske tennsystem for tunneler er eDev™ II systemet, og dette ble brukt for alle de 20 forsøkssalvene.

eDev™ II systemet er et elektronisk tennsystem spesielt utviklet for tunneldrift. Tennsystemet består av tenner, Scanner og Blast Box.

Tennerne har en meget god tidsnøyaktigheten og er rask og enkel å betjene på stoff. Systemet består av programmerbare elektroniske tenner samt utstyr for testing, programmering og avfiring. Tennerne har unike ID-numre som vises som en strekkode på etiketten. Den unike ID- gjør det også mulig å spore tenneren.

Tennerne leveres med standard kabellengder på 4, 5, 6, 7 og 8 m. Man kan sikkert og funksjonelt teste alle tennerne i salven på stoff. Systemet har full toveiskommunikasjon med tenneren, som innebærer at man kan endret tider etter at fullene er ladet.

Tennerne er fritt programmerbare fra 0 – 20 000 ms i 1 ms intervaller og har høy nøyaktighet, < 0.01% av programmert forsinkertid. Tennerne er sikrere enn konvensjonelle tenner på flere punkter. De motstandsdyktige mot ytre elektromagnetisk energi og strøstrømmer. I tillegg kan tennerne bare avfyses med eDev™ II Blast Box. Etter salven er skutt kan man få ut dokumentasjon av salveinformasjon som utskrift eller datafil.

I tillegg til selve tennsystemet har Orica utviklet dataprogrammet SHOTPlus™-T for å understøtte bruken av produkter og yte ekstra tjenester i tunneldrift. Programvaren benyttes til planlegging, analyse, optimalisering og dokumentasjon av tennplaner for tunnelprosjekter. En kan simulere opptenningssekvenser og lading av borehullene og det er egne funksjoner for å optimalisere salver med hensyn på f.eks. rystelser.

SHOTPlus™-T hjelper planleggeren med å lage skisser av borplan, med borhullsvinkler og retning tilpasset ulike tunneltversnitt, og dataprogrammet kan importere alle filer som støtter IREDES-standardten.

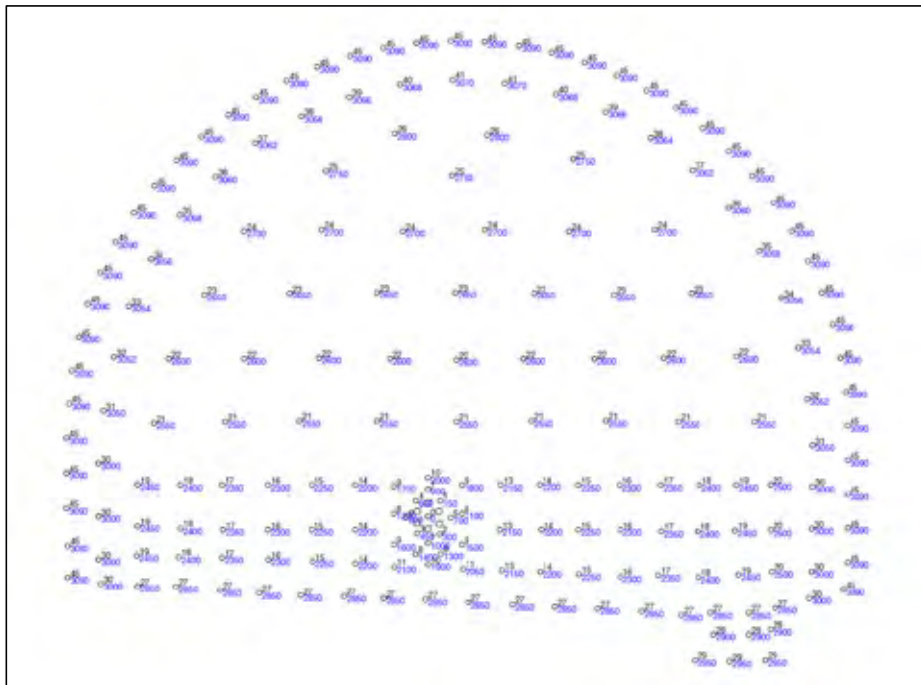


Figur 2 Elektronisk tennsystem brukt under forsøkene. Shotplus T programvare og eDevII tennere, scanner og Blast Box.

GJENNOMFØRINGEN AV FORSØKSSALVENE

Tennplaner for eDev™ II elektroniske salver lages i Oricas egenutviklede programvare, Shotplus T. Dette gjøres vanligvis på kontoret. Når man har en tennplan klar, så overfører man datafilene over på scanneenheten. Samtidig er det greit å skrive ut tennplanen på papir, slik at den er tilgjengelig for lademannskapet på stuff.

Tennplanene for forsøkssalvene ble planlagt slik at opptenningen i stor grad representerte brytningsforløpet for de konvensjonelle ikke-elektriske tennplanene, men likevel med andre forsinkertider for intervallene. Det mest åpenbare endringen med den elektroniske tennplanen var reduksjon av totaltiden på salva. Siste hullet ble satt til å detonere drøyt 3000 ms etter første hullet i kuttet. For de ikke-elektriske (Nonel) salvene var hele intervallserien i bruk, opptil 6000 ms. Årsaken til dette er todelt: For elektroniske tennere kan man fritt velge intervallnummer, og nøyaktigheten på forsiknertidene gjør at man ikke behøver de fastsatte intervallsprangene som de ikke-elektriske tennere har. I tillegg er det sprengningsteknisk ønskelig å korte ned på forsinkertidene, spesielt mot slutten av salveforløpet, for å redusere sannsynligheten for brudd i ladestreg i nabohull og nedfall av bergmasse under salvens detonasjon.



Figur 3 Eksempel på tennplan som ble brukt. Merk at kutten først er ferdig etter 1900 ms, mens salven er ferdig etter 3090 ms. Hele konturen er sprengt på ett intervall.

Sprengningsteknisk ble det gjort kun mindre justeringer av tennplanen i første halvdel av forsøksperioden. En vibrasjonsmåler plassert på fjellet i dagen, et god stykke foran stuffen, ble brukt for å kunne dokumentere eventuelle endringer på tennplanen. Det var ingen rystelsesbegrensninger i området, og det var derfor ikke fokus på rystelser. Gjennom oppfølging av Stockholms store infrastrukturprosjekter, Norra Länken og Citybanan, fins det masse erfaring og inngående studier av bruk av elektroniske tennere og rystelseskontroll.

Under forsøket var det personell fra Orica til stedet under lading og kobling. Selve scanneprosessen er rask og det er sjelden problemer med å lese strekkodelappene på tennerne. Scanningen går mye raskere enn ladingen. Dette medfører at man kan starte koblingen fortløpende. Man kobler tennerne en og en, ved å klippe blokka på en egen busskabel.

Under kobling blir den ene enden av busskabelen koblet til testapparatet slik at eventuelle jordfeil kan overvåkes kontinuerlig. Dette er i utgangspunktet ikke nødvendig, men svært tidsbesparende når man oppdager jordingsfeil. I stedet for å bruke tid på feilsøking i etterkant, kan man bytte tenneren eller utbedre feilen med en gang. Jordingsfeil er vanligvis ikke noe problem, men det kan skyldes skader på ledningen eller dårlig kontakt i blokkene.

Man kan benytte to scannere for å redusere scanne og koblingstid. Under dette forsøket ble det bare benyttet én scanner for å ha bedre kontroll med koblingsarbeidet. Dette medførte at øvre salve ble scannet og koblet til slutt, med samme scanner som nedre salve. Det er spesielt operasjonen i kurva som tar ekstra tid i forhold til kobling med ikke-elektriske tennere

(Nonel). På sikt, dersom tunnelentreprenørene selv får ansvaret for hele koblingsarbeidet, har vi stor tro på at koblingstiden vil bli ytterligere effektivisert gjennom bedre og fastere rutiner.



Figur 4 Scanning av strekkode (t.v.). Kobling av busskabel i blokk før den knipses sammen (t.h).

Når hele salva er scannet og tennene koblet til busskabelen, blir informasjonen fra scanneren (tenner ID og forsinkertid) lastet over til testapparatet. Det blir kjørt en testprosedyre hvor scanneren kommuniserer med hver enkelt tenner og sjekker at alle scannede tennere er tilkoblet og feilfrie. Med papirversjon av tennplanen tilgjengelig er det enkelt å finne tennere som ikke er tilkoblet eller av annen årsak ikke har kontakt med testapparatet.

Testprosedyren tar vanligvis et par minutter, og om salva er OK, er det bare å koble fra testapparatet og gjøre klar til skyting. Busskabelen kobles da til skyteapparatet, som bruker mellom 1,5 og 2 minutter på å lade opp tennene i salva, slik at de har riktig forsinkertid og nok energi til å initiere primeren. Under oppladning kjøres kontinuerlig test av tennene slik at eventuelle feil vil oppdages. Erfaringsmessig er det sjelden man oppdager feil i denne fasen om man har gjort testprosedyren på stoffen og eliminert feilkildene der.

RESULTATER

Ettersom forsøkene ble ferdigstilt så tett opptil innleveringsfristen for trykking av artikkel, er ikke hele tallgrunnlaget for sammenligning mellom elektroniske og ikke-elektriske tennere klart. Likevel er det noen resultater som lar seg beskrive.

Framkast på salvene og profilen på røysa ble endret under forsøkene. Salvene ble kastet mye lengre frem, og der røysa tidligere hadde bygd seg helt opp mot hengen var det nå flere meter klaring. Lasteoperatørene uttrykte at salvene var lettere å laste. Dette skyldtes både jevn såle og løs røys. Dagsrapportene viser at utlastingstiden gikk ned mot slutten av forsøket da det ble gjort juseringer i tennplanen for å få jevnere fragmentering.



Figur 5 Bilde tatt før lasting. Slett kontur. Alle borpiper synlige. Lav røys.

Den råsprengte konturen var jevn og fin. På samtlige salver var så godt som alle borpiper synlige. Byggherren påpeker viktigheten av en skånsom sprengt kontur i forbindelse med spettrensk og byggherrens kartlegging. Med mindre sprengningsindusert skadesone i berget er det mindre potensielle løse blokker og et mer stabilt berg. Spettrensk er kanskje den mest risikofylte operasjonen i dagens tunneldrift.

Scanning av profilet ble gjort etter påføring av sprøytebetong. Foreløpige sammenligninger viser at man oppnådde en reduksjon av overmassen. Her trengs mer data fra normal drift etter forsøkene for å få tallfestet dette.

Gjennomsnittlig rensketid ble redusert ved bruk av elektroniske tenner. Samtidig var det en viss reduksjon av mengden sprøytet betong. Jernbaneverkets vurderinger av sikringen var uendret gjennom hele forsøket.

Foreløpige resultater viser en tendens til at inndriften (brytningen) ble økt med ca. 0,1 m per salve med elektronisk opptenning. Det er observert svært lite støvelskaft.

Foruten de resultatene som er nevnt over, så er det andre forhold som også trekker i positiv retning i forbindelse med bruk av elektroniske tenner.

Når man benytter et elektronisk tennsystem, er alle tennerne i utgangspunktet helt like. Eneste variasjon vil eventuelt være ulik lengde på tennerledningen. Dette innebærer en hel del forenklinger rundt bestilling, lagerhold og lading.

På lik linje med ikke-elektriske tenner er elektroniske tennerne ikke ømfintlige for strøm. De elektroniske tennerne har derimot en fordel ved at man kan kontrollere salven før den skytes, og man ser om alle tennerne er med. Av de 20 salvene som ble skutt med elektroniske tenner ble det ingen omskytinger. Dette er positivt mtp sikkerheten og effektiviteten.

Det ble målt rystelser på en bergknaus i dagen over tunnelen i forbindelse med forsøkene. Rystelsene var i utgangspunktet ikke noe tema, men man ser av målingene at selv ved små

endringer i tennplan kan man redusere rystelsene. Som tidligere nevnt har man mye erfaring med minimalisering av rystelser fra Sverige, hvor elektroniske tennere har blitt brukt med hell i mange prosjekter.

Tilbakemeldinger fra tunnelarbeiderne på prosjektet er at etterarbeider og bakstufferarbeid forenkles. Med en slett kontur, som er erfart her, så går det raskere å montere og henge opp ledninger, rør, duk og andre installasjoner. En bedre såle, som tidligere er nevnt, medfører også færre nødvendige tiltak for å rette opp sålen etter bunnrensk, med betong og pigging

Tanken på å kunne sprengre lengre salver med elektroniske tennere enn ved konvensjonelle ikke-elektriske tennere er en av de interessante mulighetene vi har oppdaget i forbindelse med forsøkene. Erfaringene fra dette forsøket viser at røysa kan bli kastet lengre frem og at røysa blir lavere. Dette skyldes tettere tidsintervaller. Får man utnyttet dette vil man kunne bore lengre salver og oppnå kortere drivetid og reduserte tennerkostnader. Her kan det være potensiale for kostnadsbesparelser.

Et elektronisk tennsystem er fleksibelt med tanke på opptenningstider. I dette forsøket har man opprettholdt god tid i kutten, men gått ned på tidene i resten av salven, for å unngå unødig skade på nabohull og nedfall av berget mellom intervallene. I tillegg har man muligheten til å initiere hull i kontur på eksakt samme nummer, som gir en samtidighetseffekt som gir god kontur. Det har ikke vært rom for å utvikle salveplan i dette forsøket, men med den fleksibiliteten som ligger i intervalltidene, ser man også potensiale for å gjøre andre bore- og sprengningstekniske tiltak. Dette kan f.eks være reduksjon av antall hull, bedre brytningsforhold eller jevnere fragmentering.

Konklusjon

Gjennomføringen av forsøket har vært vellykket. Det elektroniske tennsystemet har fungert og salvene er skutt som planlagt. Grunnlaget for å konkludere om elektroniske tennere totaløkonomisk er mer lønnsomt enn å bruke konvensjonelle ikke-elektriske tennere (Nonel), ved normal tunneldrift, er ikke til stede ennå. De positive sidene ved bruk av elektroniske tennere er likevel såpass klare at det vil være interessant å undersøke videre.

Det må også nevnes at man gjennom Jernbaneverksets masterstudent, som skriver prosjektoppgave om forsøkene, vil få mer inngående analyser hvor også geologi og sikringsomfang blir nærmere analysert. Geologien er generelt god, så det blir viktig å ha med dette i analysene. Deler av dette arbeidet vil bli presentert under presentasjonen på Fjellsprengningsdagen.

**KONTURSPRÄNGNING I ÄSPÖ UTBYGGNAD-DOKUMENTATION AV
STRÄNGLADDNING MED EMULSION I TUNNELKONTUR**

Contour blasting in the Äspö HRL Expansion project- Documentation of string emulsion in the tunnel perimeter.

Henrik Ittner, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB)

Anders Bouvin, Magnus Fogdeby och Ari Kainulainen, Forcit Sweden AB

Rickard Karlzén, Uppländska Bergborrnings AB

SAMMANFATTNING

SKBs krav på bergschakt, som tillämpades i utbyggnadsprojektet på Äspö, är relaterade till KBS-3 metoden för deponering av använt kärnbränsle. Metoden innebär deponering av använt kärnbränsle i kopparkapslar, 500 m under mark i ett system av deponeringstunnlar som sedan återfylls med bentonitlera.

Under 2012 byggdes Äspölaboratoriet ut för att tillgodose behovet av utrymmen för experimentplatser. Nya tunnlar byggdes på -410 och -450 m nivån. Tunnlarna drevs med emulsionssprängämne (Kemitti 810) och laddning utfördes med en laddutrustning modell Forcit laddenhet 201 med slangdragare för strängladdade håltyper. Omfattande dokumentation av bergarbetena har gjorts under projektet så att mängden emulsionssprängämne per hål är spårbart i kontur, sula och hjälpare.

För att studera spränginducerade sprickor i vägg och sula planeras ett antal sågsnitt i två av de nya experimenttunnlarna på -410 m nivån i Äspölaboratoriet. Ambitionen är att bidra till kunskap om sprängskadezon (EDZ) orsakad av emulsionssprängämne under realistiska förhållanden vid tunneldrivning. Försök planeras också med Forcits nyutvecklade laddenhet ECMII.

SUMMARY

SKBs requirements on excavation works, applied in the expansion of Äspö Hard Rock Laboratory (HRL), are related to the KBS-3 method for deposition of spent nuclear fuel. The method includes deposition of spent nuclear fuel in copper canisters, 500 m below ground in a system of deposition tunnels, which will be backfilled with bentonite clay.

During 2012 the Äspö HRL was expanded in order to satisfy the need for new tunnels for experimental sites. New tunnels were constructed on the -410 and -450 m level. The tunnels were excavated with emulsion explosives (Kemitti 810) and charging was conducted with a Forcit charging unit model 201 equipped with a hose feeder for the string charged hole types. Extensive documentation of the excavation works have been conducted during the project so the amount of charged emulsion explosives per hole is traceable in contour, bottom and helpers.

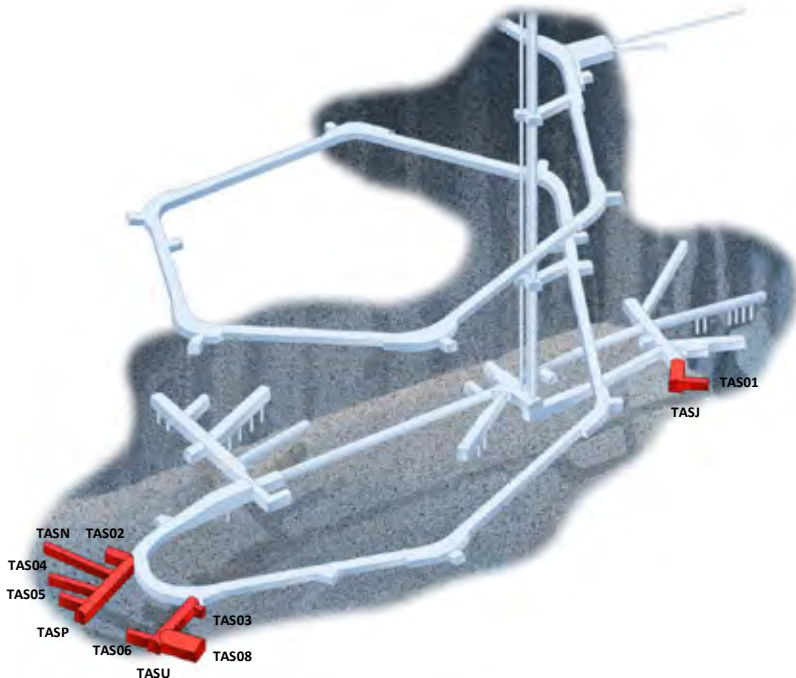
A number of saw cuts are planned in two of the new experimental tunnels, at the -410 m level, in order to study blast induced fractures in the tunnel wall and floor. The ambition is to

contribute to the knowledge of Excavation Damage Zone (EDZ) resulting from emulsion explosives under realistic conditions during tunnel excavation. A test with Forcits new charging unit ECMII is also in the planning.

INLEDNING

SKBs berglaboratorium på Äspö, beläget utanför Oskarshamn, byggdes i början av 1990-talet ned till nivån -450 meter. I anläggningen bedrivs forskning och utveckling med realistiska förutsättningar som en förberedelse inför byggandet av ett slutförvar för använt kärnbränsle. Anläggningen används också för viss forskning och teknikutveckling inom programmet för låg och medelaktivt avfall, Loma-programmet.

Under 2012 byggdes Äspölaboratoriet ut för att tillgodose behovet av utrymmen för framtida experimentplatser. Nya tunnlar byggdes på -410 och -450 m nivån. Figur 1 visar en översikt av underjordsdelen av Äspölaboratoriet med de nya tunnlarna markerade i rött. De nya tunnlarna drevs med emulsionssprängämne (Kemitti 810) och laddning utfördes med en laddutrustning modell Forcitt laddenhet 201 med slangdragare för strängladdade håltyper. Mycket tid och resurser lades på uppföljning och styrning av utförandet, bland annat genom utförandekrav (t.ex. borrh- och laddningstoleranser), kontrollprogram och dokumentation av arbetet. Dokumentation av sprängarbetena omfattade uppföljning av borrhprecision och laddningskoncentrationer per hål med hjälp av loggerdata och fältobservationer. Syftet med denna artikel är att presentera erfarenheter från laddning med emulsion i Utbyggnadsprojektet på Äspö samt att presentera pågående och planerade utvecklingsprojekt relaterade till laddning och sprängskadezon.



Figur 1-Underjordsdelen av Äspölaboratoriet med Utbyggnadsprojektets tunnlar markerade i rött. Totalt drevs 308 m nya tunnlar inom projektet.

KRAV OCH TOLERANSER

SKBs krav på bergschakt, som tillämpades i utbyggnadsprojektet på Äspö, är relaterade till KBS-3 metoden för deponering av använt kärnbränsle. Metoden innebär deponering av använt kärnbränsle i kopparkapslar, 500 m under mark i ett system av deponeringstunnlar. Kopparkapslarna skall placeras i vertikala hål, borrade i tunnelgolvet och tunnarna kommer sedan att återfyllas med bentonitlera (SKB, 2011).

Kraven på deponeringstunnlarna omfattar bland annat geometri och begränsning av sprängskadezon. Kravet på sprängskador är formulerad så att transimiviteten i tunnelgolvet i medeltal skall understiga 10^{-8} m²/s på en sträcka av 20 till 30 meter (SKB, 2013). Geometrikravet är relaterat till återfyllningen, där målet är att få en jämn densitet och att minimera materialanvändning. Till detta kommer också krav på spårbarhet och dokumentation relaterat till arbete i en kärnteknisk anläggning.

Krav för bergschakt under utbyggnadsprojektet omfattade:

- Stickning < 25 cm.
- Maximalt 30 % överberg.
- Inget underberg.
- Borrtoleranser enligt Tabell 1.
- Laddningstoleranser enligt Tabell 2.

Inledningsvis tillämpades stickning 25 cm och ansättning på konturen. Under projektet reviderades kravet till 30 cm och påhuggen flyttades ut 10 cm utanför teoretisk kontur för transporttunnlarna och 5 cm i experimenttunnlarna på grund av att berget inte bröt ut som önskat.

Tabell 1 visar utförandekrav på borrhprecision och Tabell 2 toleranser för laddning. Laddningstoleranserna definierades efter vad laddutrustningen klarat vid kalibrering.

Borrtoleranser kontur och hjälpare	Radiell avvikel
Maximal tillåten avvikelse från teoretiskt påhugg	± 7 cm
Maximal tillåten avvikelse från teoretisk slutpunkt	± 20 cm

Tabell 1-Borrtoleranser som tillämpades i projektet.

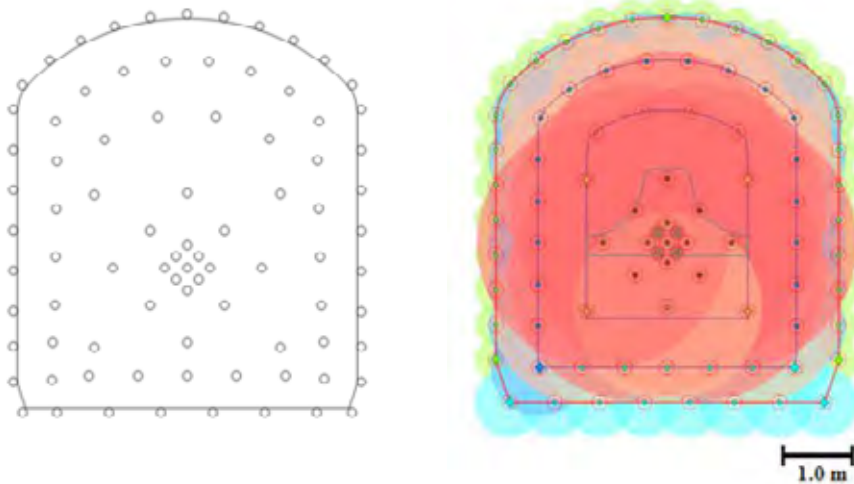
Håltyp	Laddningstoleranser
Konturhål och sulhål	± 0,05 kg/m
Hjälpare	± 0,05 kg/m
Strosshål	± 0,10 kg/m
Kilhål	± 0,10 kg/m

Tabell 2-Laddningstoleranser som tillämpades i projektet.

SPRÄNGDESIGN

Sprängdesignen som användes i projektet baserades på tidigare arbeten med skonsam sprängning på Äspö (Karlzén och Johansson, 2010) och (Olsson et al. 2004). Figur 2 visar hålsättning och teoretisk utbredning av skadezonen enligt Ouchterlony et al. 2010 för experimenttunnlarna TASN och TAS04. Dessa två tunnlar har en geometri som motsvarar den för deponeringstunnlar i det planerade slutförvaret för använt kärnbränsle.

Specifik laddning enligt laddplanen var $2,63 \text{ kg/m}^3$ och teoretisk, specifik borring uppgick till $3,62 \text{ m/m}^3$ för 81 salv- och 4 grovhål. Teoretisk salvlängd uppgick till 4,5 m. I praktiken nåddes en indrift av knappt 4 m per salva i dessa två tunnlar. Skadezonsteori tillämpades som ett designkriterium vid utformningen av borrhål, ladd- och tändplaner och modifikationer i utförandet kontrollerades av beställaren innan tillämpning i entreprenaden. Upptändning gjordes med elektroniska sprängkapslar i konturen och pyrotekniska i övriga delen av salvan.



Figur 2-Hålsättning (till vänster) och teoretisk utbredning av spränginducerade sprickor enligt Ouchterlony et al. 2010 (till höger) för experimenttunnlarna TASN och TAS04. Cirklarnas olika färger representerar olika håltyper och radien representerar teoretisk utbredning av den längsta spränginducerade sprickan.

Tabell 3 visar teoretisk pipladdning och bottenladdning. Pentex 25F har använts som primer.

Håltyp	Pipladdning [kg/m]	Bottenladdning [kg]
Konturhål	0,35	0,4
Hjälp- och sulhål	0,5	0,5
Strosshål i TAS04/TASN	1,2	-
Kil/strosshål	1,8*	-

*Fulladdat hål utan slangdragning.

Tabell 3-Teoretisk pipladdning och bottenladdning (uppmätt i fält) för olika håltyper.

LADDNING, KALIBRERING OCH KONTROLL

Parametrar som ofta förbises och underskattas när det gäller drivning av tunnel med emulsionsteknologi är ingående råvarors kvalitet och det system (laddutrustning) som tillverkar och distribuerar emulsionsprängämnet i varje borrhål. För att kunna säkerställa effektiv och tillförlitlig tunneldrivning med repeterbarhet krävs mycket höga krav gällande hela systemet. Det innebär full kontroll på råvaror in till emulsionsfabriken, full kontroll på processparametrar under produktion, lagerhållning samt logistik. Samma krav skall ställas på laddutrustningen. Laddutrustningen skall producera högkvalitativt emulsionsprängämne med samma kvalitet vid varje enskilt tillfälle. Vidare skall laddutrustningen dosera rätt mängd sprängämne i borrhålets olika delar (bottenladdning, pipladdning och avladdning) samt utföra detta exakt beroende på salvans olika håltyper. Det innebär att laddutrustningen måste ta över delar av laddoperatörens traditionella arbete och istället utföra detta automatiskt.

Forcit Laddenhet 201 (Figur 3) med slangdragare användes för strängladdning. Kemitti 810 tillsammans med gasningsmedel (K9) användes som sprängämne i salvorna. F-rörladdning Ø17 har använts till konturhål i tak och vägg vid omskjutningar eller vid funktionsproblem med slangdragare. i-Kon VS användes som elektronisk tändare och Nonel LP användes som pyroteknisk tändare.



Figur 3-Forcit Laddenhet 201 och laddning med slangdragare i TASJ.

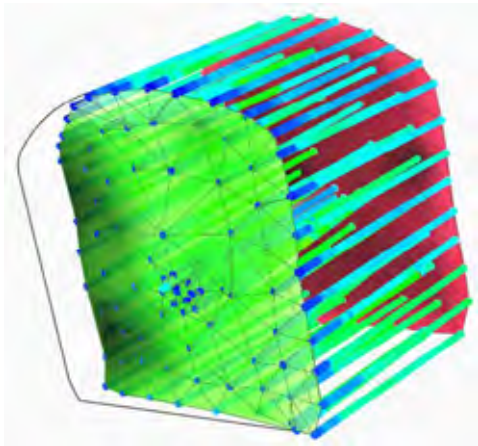
Laddenheten registrerade löpnummer, håltyp, och vikt i laddloggen. Vikt för respektive loggning kunde inte direkt kopplas till ett specifikt hål i borrhållan. För att möjliggöra spårbarhet av respektive laddningsvikt/hål kopplades till borrhållan dokumenterades laddföljden som tillämpades för respektive salva. Laddningsmängden per hål kan sedan spåras till borrhållans registrering av hållängd. En styrd laddsekvens krävdes för att kunna utvärdera utförande mot laddlogg.

Kalibrering av laddutrustningen var av hög prioritet, bl.a. gjordes regelbundna densitetstester och provladdning i plexiglasrör, se Figur 4.



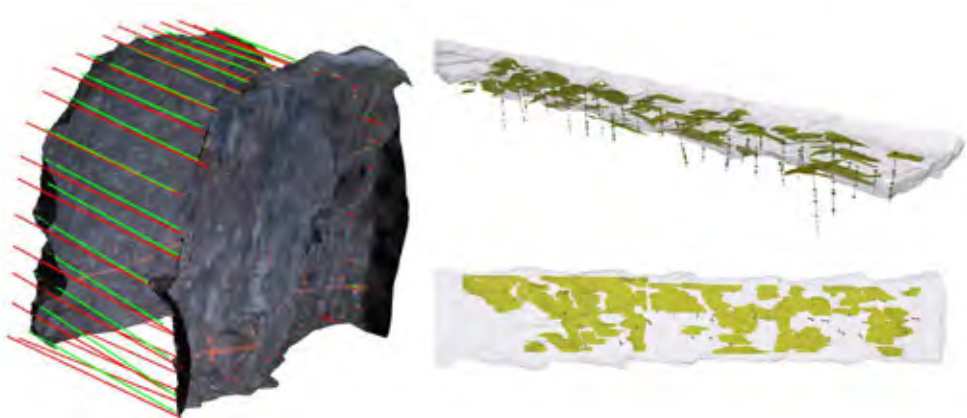
Figur 4-Kalibrering av laddutrustningen med hjälp av plexiglasrör.

I projektet användes en fabriksny tvåbommsrigg med iSure av modell Sandvik DT 920i. Uppföljning gjordes på hur väl de uppsatta borrhålsrensarna innehölls genom inmätning av påhugg och borrhålsbottnar samt visuell kontroll i maskintillverkarens program iSure. Figur 5 visar exempel från uppföljningen. Varje salva karterades och dokumenterades med fotogrammetri.



Figur 5-Exempel på visualisering av MWD-data från borrhoggen och inmätning av borrhålsbottnar under projektet.

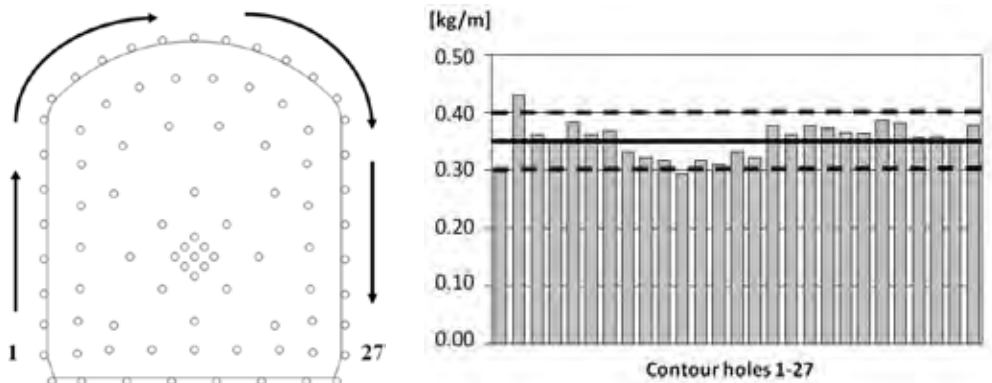
Mångfalden i insamlad data gjorde det möjligt att integrerat analysera data från borrhogg, geodetisk inmätning och fotogrammetri. Detta visade sig vara ett användbart verktyg för att tolka resultatet av enskilda salvor och för att kontrollera kalibrering av borrhoggen. Efter att tunneldrivningen avslutats har efterkontroll av hydraulisk konnektivitet i sulan genomförts i TAS04. Undersökning av sulan har också gjorts med högfrekvent Ground Penetration Radar (GPR). Figur 6 visar exempel på integrerad analys av en salva och resultat från hydrotester och GPR-Reflektorer.



Figur 6-Exempel på integrerad analys från salva 4 i TASJ (Vänster) och resultat från hydrotester och GPR-reflektorer i sulan i TAS04(höger). Den vänstra bilden visar data från borrhugg(röda linjer), inmätning av påhugg och borrhålsbottnar (gröna linjer) samt fotogrammetri. Den högra bilden visar sulan i TAS04, borrhål för hydrotester och GPR-reflektorer.

RESULTAT

Inför utbyggnationen i Äspö kunde Forcīt förfina laddenhetens toleranser för att tillmötesgå SKBs krav. Forcīt kunde även visa på systemets tillförlitlighet och repeterbarhet under tid. SKB och Forcīt har tillsammans tagit fram en hållbar metodik för laddning, kalibrering, kvalitetskontroll samt loggning som fungerar vid storskalig drivning av tunnel. Laddloggen har utvärderats med information från laddsekvens och borrhugg. Utifrån laddsekvensen kan sprängämnesmängden för enskilda hål tolkas för kontur, botten och hjälparhål. Läge för hål som medfört laddstopp eller dubbelloggning kan generellt tolkas med informationen från laddlogg och laddsekvens. Figur 7 visar ett exempel på uppföljning från salva 1 i TAS04.



Figur 7-Laddsekvens och loggad laddkoncentration för konturhål i salva 1 i TAS04. Toleranserna, $\pm 0,05$ kg/m, visas tillsammans med planerad mängd 0,35 kg/m (Ittner et al. 2014). Jämför med Tabell 2 och 3.

Figur 8 till 11 visar exempel på kontur efter sprängning från olika delar av utbyggnadsområdet. Se Figur 1 för tunnelarnas läge i anläggningen.



Figur 8-Resultat efter sprängning i experimenttunneln TAS08. Tunneln är idag förstärkt med sprutbetong.



Figur 9-Resultat efter sprängning i huvudtunneln TASP. Bilden visar utsättning av selektivbult. Tunneln är idag förstärkt med sprutbetong.



Figur 10-Borrning i TAS04 under utbyggnadsprojektet.



Figur 11-Kartering i TASN under utbyggnadsprojektet.

PÅGÅENDE OCH PLANERADE PROJEKT

Under hösten 2014 planeras ett antal snitt i två av de nya experimenttunnlarna på -410 m nivå i Äspölaboratoriet. Snitten är lokaliserade genom kontroll av data från sprängning, GPR-reflektorer samt synliga borrhölar. Snitten kommer att karteras med avseende på spränginducerade sprickor och geologi. Figur 12 visar det första snittet som genomfördes 2014-10-28. Syftet är att studera spränginducerade sprickor orsakade av emulsionssprängämne.



Figur 12-Sågning av snitt i tunnelväggen i TASN för att studera spränginducerade sprickor under hösten 2014.

Analys av befintlig data från utbyggnadsprojektet samt sågning och kartering av blottlagda snitt i experimenttunnlarna TASN och TAS04 utgör det första steget i en planerad, mer omfattande skadezonstudie. I nästa steg planeras drivning av ytterligare ett antal salvor, designade för att utvärdera sprängskadezon för olika koncentrationer av emulsionssprängämne samt effekten av elektronisk respektive pyroteknisk upptändning i kontur och sula. Laddning planeras med Forcits nyutvecklade laddutrustning, ECMII med slangindekonfiguration för exakt laddning.

De nyutvecklade utrustningar som tagits fram av Forcit kommer att ytterligare ha förfinats med en mängd olika funktioner innan tillämpning i steg två. En ny typ av slanghantering införs i form av en slangvinda. Vidare loggas varje enskilt borrhåls längd under laddning och rätt mängd sprängämne distribueras automatiskt med rätt bottenladdning, pipladdning och avladdning. Det innebär att laddoperatören inte stoppar laddsekvensen manuellt. Laddoperatören skall endast placera tändare och primer i laddslangen, välja rätt recept för respektive håltyp och positionera laddslangen vid borrhålets mynning. Därefter sköter slanghanteringsutrustningen inmatning av laddslang i borrhål samt dosering och utdragning av laddslang. Denna funktionalitet innebär att varje salva laddas på samma sätt oberoende av laddoperatör och olika laddmetodik. Figur 13 visar Forcits laddutrustning, ECMII, samt slangvinda. Laddutrustningens exakthet och tillförlitlighet innebär att alla typer av hål kan laddas med emulsionssprängämne med en exakthet som är lika exakt eller bättre än användandet av patronerad produkt.



Figur 13-Laddenhet Forcit ECMII och slangvinda.

Ambitionen med de planerade försöken är att bidra till ökad kunskap om sprängskadezon orsakad av emulsionsprängämne under realistiska förhållanden vid tunneldrivning. Vidare är ambitionen att bidra till arbetet med att utveckla skadezonsteori för tillämpning vid tunneldrivning. Med stöd av en tillämpbar skadezonstabell för emulsionsprängämne samt kontrollerad laddning, skulle sprängskadezon och påverkan på tunnelkontur minimeras vilket innebär vinster i ekonomi, arbetsmiljö och miljö. Fördelar som kommer att bidra till en säkrare och mer effektiv tunnelproduktion med högre kvalitet.

REFERENSER

Ittner H., Lehtimäki T., Christiansson R., 2014. Design and control of the EDZ for a deep repository in crystalline rock. Proc. of Eurock, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses, 835 -840.

Karlzén R., Johansson E. 2010. Slutrapport från drivningen av TASS-tunneln. SKB R-10-31, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Olsson M., Niklasson B., Wilsson L. Andersson C., Christiansson R., 2004. Experiences of blasting of the TASQ tunnel. SKB R-04-73, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Ouchterlony, F., Olsson, M., Svärd, J., 2010. Crack length or blast damage from string emulsion and electronic deto-nators. Rock fragmentation by blasting-Sanchidrián (ed.) Taylor and Francis Group, London.

SKB, 2011. Long-term safety for the final repository for spent nuclear fuel at Forsmark. Main report of the SR-Site project. Technical Report TR-11-01. Svensk Kärnbränslehantering AB. Uppdaterad 2012-12. Stockholm.

SKB, 2013. Design, RD&D Programme 2013, Programme for research, development and demonstration of methods for the management and disposal of nuclear waste. SKB TR-13-18, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Tors 27 nov 11.40 Fjellsprenning, Scandinavia hotell, Oslo**Nils.Borge.Romslo@bergen.online.no***KJARTAN RØDLAND: «Flåmsbanen – en bane i tross og tro»*

- De unge og flinke historikere har en lek de er veldig glade i: Hva om det som står i historiebøkene, aldeles ikke skjedde, eller det motsatte skjedde? Hvordan ville da verden ta seg ut i dag? I vårt tilfelle: Hva om Flåmsbanen aldri var blitt vedtatt, langt mindre bygget? Ville noen i dag med jubelrop gå inn for å bygge en bane? Og fremfor alt: Ville den lønne seg?
- Det siste spørsmålet er lettest å besvare: Joda, det ville lønne seg, lønne seg godt til og med. Den Flåmsbanen som eksisterer ble bygget for en antatt trafikk på 22 000 passasjerer og 3000 tonn gods i året. En bane i dag ville ha et realistisk trafikkgrunnlag på 800 000 vel betalende passasjerer, Flåmsbanen er ikke en bane for miniprisbilletter!
- Teknisk var det noe helt annet. De regnet med håndborede tunneler, der arbeiderne arbeidet utpå blanke fjellet, bare med bolter i fjellet som et slags stige ned til arbeidsstedet. Det blir alltid sagt i dag at Flåmsbanen er ingeniørenes mesterstykke. Selvfølgelig var det slik, men det er minst like riktig å kalle det for fjellsprenningens og anleggsarbeidernes mesterstykke – og likevel såpass trygg at det bare ble registrert 2 dødsulykker på drøyt 15 års byggetid. Vi bør ta med at anleggsarbeidet skulle foregå i et område som en stor del av året måtte kalles et arktisk klima. Ingeniørene gjorde sitt, men de satt i godt oppvarmede kontorer med sine blyanter og vinkelmålere – eller som Torbjørn Berntsen en gang sa: De gutta har ikke løftet noe tyngre enn en kulepenn i hele sitt liv!
- Ekspertene var selvfølgelig helljertet imot dette prosjektet, men de var imot det meste som politikerne vedtok. Men vi befinner oss i krangelens hjemland, mellom personer, næringsinteresser og distrikter, så selvfølgelig var det mange som i det minste bremsset på den politiske prosessen, de ville ha bane fra Voss til Sognefjorden og så nordover til de møtte Dovrebanen i Gudbrandsdalen.
- Gro Harlem Brundtland sa mange kloke ting i sin tid som landsmoder. Selv om det mest kjente var hennes trøstens ord i en nyttårstale da alt så mørkt og dystert ut, at «det er typisk norsk å være god», men jeg foretrekker det korte og kontante: «Alt henger sammen med alt!». Det stemmer her også. Den politiske kongstanke for all jernbanepolitikk var et nett av store stambaner som skulle binde landsdelene sammen, inklusive Nord-Norge nord for Fauske. Så skulle sidebaner knytte kystlandet til banene. Langs Bergensbanen kom tre slike baner, Os-Nestun banen som knyttet fjordbygdene til Bergensbanen fram til 1939, Hardangerbana som gjorde det samme for Indre Hardanger til Vioss, og altså Flåmsbana, som skulle ta opp den store båttrafikken langs fjorden og knytte folk og gods til Bergensbanen på bare en times kjøring. Blant de mange alternativene for Bergensbanen var også en som bygget på nattbåtrute fra Bergen til Odda og tog derifra til Oslo – en tur som ville ta et døgn, og det ville vært en revolusjon i forhold til den gamle kystruten som tok 55 timer!
- Flåmsbana er en skattkiste pakkfull av kostbarheter. Jeg har valgt, og det jeg helst vil snakke om, er en tunnel som egentlig er to tunneler med et lite åpent felt i midten, til sammen 888 meter, formelt heter den Vatnahaølsen I og II, men alle kaller den for vendetunnelen. Dette

tunnelanlegget er det tekniske eventyret på Flåm sbana, og et minnesmerke over ingeniørene som planla anlegget, anleggslederne som fant løsningene, og ikke minst tunnelbyggerne og fliseguttene – og lensmann Lars Bjordal.

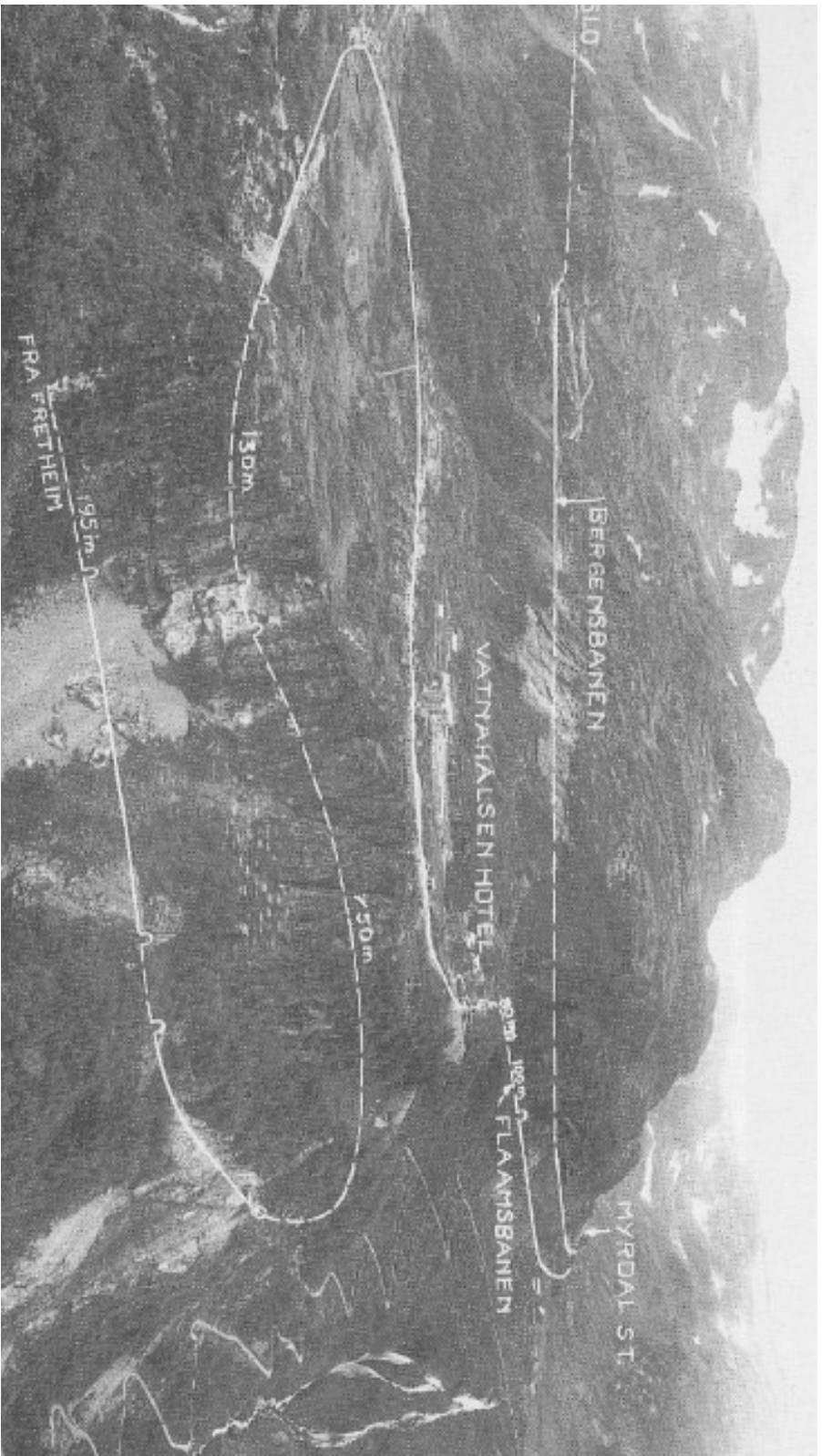
- Men før vi kommer så langt, er det noen stikkord som jeg gjerne vil innom:
- Når vi med god samvittighet kan plassere Flåmsbanens fødsel til året 1908, mens byggingen av Bergensbanen var inne i slutfasen, er det amtmann I. E. Christensen i Nordre Bergenhus å takke. I mylderet av jernbaneplaner slo han fast at det beste uten tvil var bane fra Aurlandsfjorden i Flåm til Myrdal som var det klart beste. Stortinget var enig i det, og dermed kunne det endelige vedtaket, det med penger i seg, gjøres i 1923.
- Planer og vedtak var gjort, men penger var det lite av i mellomkrigstiden. Dermed ble det arbeidet så mye som knøttsmå bevilgninger kunne tillate, og banen ble bygget i et tempo på en drøy kilometer pr. år – for øvrig noenlunde samme tempo som på Hardangerbana, mens de som bygde Bergensbanen holdt et tempo på tre mil i året. Likevel var banen en stor «bedrift» i disse årene, de fleste banebyggerne kom fra Aurland kommune, og det minnet om hva folk mange steder sa til ulydige barn: «Hvis du ikke skikker deg, så får du ikke begynne på veien når du blir stor!».
- Tyskerne forstod hvor viktig banen var da de etter nesten en måneds kamper erobret Myrdal i slutten av april 1940. En liten bit stod igjen, men tyskerne forlangte raske resultater: Den første prøvekjøringen av hele banen ble fullført på ettersommeren i 1940, og to år senere ble den overlevert til NSB for normal drift. Trafikken gikk begge veier: En stor del av transporten til anlegget av aluminiumverket i Årdal kom over Flåmsbanen. Tyskerne hadde en liten avdeling soldater liggende på Myrdal, og 8. mai 1945 var de mer enn villige til å kapitulere. Men den eneste militære avdelingen på norsk side, var MIlorg-gruppen. Den tyske kommandanten på Voss ville ikke godta at tyske soldater overga seg til noen norske banevoktere, og tyskerne fikk tilbake sine våpen til en norsk offiser kunne avværpe dem. Men Milorg-banevokterne beholdt et maskingevær i tilfelle tyskerne skulle finne på uvettinge ting mens de ventet.
- Når du har bygget en bane, kommer den virkelige prøven: Om togene kan kjøre. På to mil skal togene klatre mer enn 800 meter i høyden, derav bortimot 500 meter den siste milen. «Man tager hva man haver», som Hanna Winsnes skrev i sin kokebok., og det NSB hadde i 1942, var noen gamle trevogner for passasjerer, noen godsvogner, og lokomotiver av type 25d, bygget på Hamar i 1925. Tre av dem ble ombygget slik at de kunne brukes på Flåmsbanen, og tuslet og gikk fram til banen ble elektrifisert i 1947, da overtok det spesialbygde vesle ellokomotivet EL 9, bygget spesielt for denne banen, senere avløst av El 11 og det ikke særlig vellykkede ekspressstogloket El 17, og nå med det beste NSB har, El 18. Det ble bygget nye vogner av aluminium, og under høytrafikken om sommeren ble det brukt motorvogntsett av type 69 og svenske forstadssett fra Stockholm.
- Flåmsbana ble ikke bygget for turistrasjekke, enda alle som var innom Myrdal eller Vatnahalsen kunne nyte det utrolige utsynet over Flåmsdalen, et opplagt reisemål for turister fra hele verden. Jeg har ikke funnet mer strålende beskrivelse av denne opplevelsen enn den rapporten stasjonsmester Stenberg på Myrdal sendte til distriktssjefen i Bergen etter at en lokomotivremisse på Myrdal brant ned. Den lyder slik: «*Herr distriktsschefen, Bergen. I dette øyeblikk, for en halv time siden, sto lokomotivremissen på Myrdal i full fyr og flamme. Luene slikt oppover Reinungadalens sylspisse tinder og opplyste Flåmsdalens praktfulle panorama til glede for mitt øye og mitt sinn. Fortuten bemeldte lomomotivremisse ble også en-og-en-halv favn tørr birkeved flammens rov. Stenberg*». Men om det ikke var planlagt, så var turiststrømmen ikke til å stanse. I de første etterkrigsårene økte den med over 10 prosent i året til den nådde 115 000, altså seks ganger forhåndsprognosene. Der holdt den seg i årene fram til 1969, da noen kloke og foretaksomme mennesker koplet sammen togbilletten, Flåmsbanebilletten, ferjebillett fra Flåm til Gudvangen og bussbillett til Voss til noe de kalte «Norge i et nøtteskall» - til en pris som gjorde banedriften godt lønnsom. Eksplosjonen kom

på 1980-tallet, da alle var opptatt av å bli kvitt sidebanene. Det gjaldt også Flåmsbanen, som ikke lenger var nødvendig, og bergenseren Ove Thue skrev visen om overkonduktør Einar Johnsen som elsket sin Flåmsbane og gjerne ville vise den fram til blåhårede turistdamer som ville se noe vakkert før de døde. Fremdeles var passasjertallet 200 000, men nå gikk alt til himmels, 380 000 i 1994, 475 000 i 2005, 600 000 i 2011, og 800 000 i år.

- Nå skal vi vende tilbake til vendetunnelen øverst i den stupbratte fjellsiden.
- Når all verdens turister vender tilbake fra sin opplevelse med «Norge i et nøtteskall» og skal vise alle bildene de har lastet ned på pc-en sin, skal jeg vedde på at noe av det første de viser og forteller om, er den merverdige tunnelen som først er ganske alminnelig, selv om stigningen er så utrolig som 1 : 8. Men så havnet de på en slags 20 meter lang plattform i friluft før toget snur 180 grader inn i neste tunnel, og når de er ute fra den, kan de se at de er havnet en etasje lenger ned i fjellsiden.
- Det er skrevet mye godt, både teknisk og poetisk, om denne «vendetunnelen». Men det beste har jeg fra Erling Mnrud Nesbø. Det begynte med stikningsingeniørene, som slet med å få satt den teoretiske geometrien ut i praksis. Da bestemte anleggsleder Peder Bernhard Kristian Lahlum seg for å dele den i to, overdekningen i svingen var rett og slett for liten. På grunn av slepper måtte de sprengre ut fjellet for å få et sikkert og godt horisontalt fundament i berget, og her muret de opp et fundament for underbygningen med håndhogget stein, fjell og stein i dette området er spesielt god, hard gneis og presset granitt, og over laget de et snøoverbygg, tørt og snøfritt spor er viktig når toget skal kjøre langsomt i stigning eller fall på 5.5 prosent.
- Så var det dette med stikningsarbeidet. De som skulle utføre dette arbeidet hadde ikke tilgang på så moderne stikningsutstyr som vi har i dag. Fliseguttene gikk med stikningsstengene i berget på utsiden, på enkle og til dels ustabile stillas og i bergskortene i den bratte fjellsiden i Bakli. Men Lahlum kunne hente inn kyndig hjelp – det var hans gode venn lensmann Lars Bjordal som ledet arbeidet på denne strekningen. Han var utdannet stikningsingeniør fra Forsvaret og altså lensmann i Aurland – foruten at han var politiker med sete både i kommunestyret og formannskapet. Det var, som Rema sine i sine reklamer, at det enkle er ofte det beste. Ellers var det ingeniørene Einar Sutter og Rolf Aksnes som sammen med strikningsformann Jon O. Fossen stod for arbeidet.
- Ingeniører har i ettertid diskutert hva som førte til denne uortodokse løsningen, selvfølgelig kunne det ha vært det dårligere utstyret som var den gangen, eller at en ingeniør feilberegnet grunnforholdene. Kanskje kunne tunnelen vært lagt lenger inne i fjellet, der grunnforholdene var bedre. Men jeg er helt enig med Ole Erik Almenningfen, så ble i hvert fall denne «utsiktshyllen» en av de store turistattraksjonene, så vi kan være glade for at det gikk som det gikk.
- Historien om Bergensbanen på høyfjellsstrekningen er også fortellingen om hvordan problemene ble løst etter hvert som man støtte på dem, dette var jo pionerarbeid i teknologiens ytterste grenseland, til dels ved rene improviseringer. Trenger dere fantasifulle skildringer av det, skal dere lese førte bind i svensken Jan Guillous storverk om vårt eget århundre – dette bindet handler også om Bergensbanen. I en tid der vi tror at alt kan planlegges på forhånd og kvalitetssikres etterpå, er det nyttig å vite at oppfinnsomhet underveis slett ikke er å forakte.
- Nosk jernbanebygging er full av myter, for eksempel at ingeniører begikk selvmord når de hadde bommet på kritiske punkter, det gjelder også Flåmsbana. Men de mytene kan vi trygt avlive. I den nesten 20 år lange anleggstiden er det registrert to dødsulykker, mens det er 5 dødsulykker etter at driften kom i gang.
- I den tekniske Flåmsbaneoversikten kan vi se at byggeperioden for vendetunnelen var drøyt ti år, fra 1924 til 1935. Men det skyldtes budsjetter og bevilgninger, og er kanskje tankevekkende når vi i dag diskuterer bygging og tid. Kanskje er det ikke så dumt å betale noen rentekroner på et byggelån i stedet for å vente på de årlige bevilgninger? Eller gjøre som

med Bergensbanen: Å bestemme seg for at noe skal gjøres, og betale de årlige utgifetr etter hvert som arbeidet skrider fram? Det er ofte svært dyrt å være fattigere enn nødvendig!

- Hva kostet herligheten? Bevilgningene år for år er vanskelige å få tak i, men det mest pålitelige er tall som ble brukt på 1980-tallet, da sidebanene skulle nedlegges. Til da var det lagt ned rundt 5 millioner kroner i banetekniske kostnader. Hvis vi regner med at hver Nøtteskallturist betaler 300 kroner for turen, er det bortimot en kvart milliard i inntekter. Det er ikke dårlig butikk!
- Jeg er temmelig sikker på at det er mange her i dag som trofast betaler sin mdlemskontingent til Tekna, det som en gang var Ingeniørforeningen. Da er det kanskje ikke så dumt å ta med en liten blomsterkvast neste gang dere er i Flåm, og legge den ned ved minnesmerket over de tre som var anleggsledere under byggingen av Flåmsbana, Peder B. Nahlum, Adolph M. B. Kielland og Rolf Aksnes. Det var gamle fagforeningskamerater!
-



Anne Merete Gilje
Statens vegvesen Region vest

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

NORSK FJELLSPRENGNINGSMUSEUM 10 ÅR
The Norwegian Rock Blasting Museum - 10 years old

Ingeniørgeolog Morten Lund, sekretær Foreningen for Norsk fjellsprenningsmuseum
/Norconsult AS
Siv.ing. Jan K.G.Rohde, styreleder Foreningen for Norsk fjellsprenningsmuseum
/Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

For snart 25 år siden, den 29. januar 1990, ble det nedsatt et utvalg i Statkraft for å kartlegge tiltak og planer for å sikre anleggsteknisk historie og det ble etablert et interimstyre 14. juni samme år. Aktuelle firma ble invitert, det ble dannet en stiftelse og en prosess med formidabel dugnadsinnsats var i gang. Planer ble utarbeidet og ledig kapasitet fra OL-anleggene på Lillehammer ble satt i sving. Timingen var perfekt og en tunnel var ferdig sprengt i februar 1993. I tillegg til dugnadsinnsatsen, ble det innvilget 20 mill. fra Samferdselsdepartementet. Senere gikk Statkraft inn med 1,5 mill. gjennom Statkraftfondet. Norsk fjellsprenningsmuseum (NFSM) ble offisielt åpnet den 19. juni 2004.

Stiftelsen som ble etablert, er i dag erstattet av en forening, en eksklusiv gruppe bestående av i alt 18 hovedmedlemsbedrifter. For videre utvikling er museet avhengige av støtte og bidrag til denne foreningen.

Vi har kommet langt med dugnader og dugnadsånd i løpet av de siste 20 årene, og ønsker bransjen velkommen i en fortsettelse i samme ånd. Skal vi vedlikeholde og utvikle NFSM videre, må foreningen styrkes med flere medlemmer.

NFSM er unikt i internasjonal sammenheng. NFSM er en kulturbærer som forvalter anleggshistorie tuftet på stolte tradisjoner. Museet tar deg med på en historisk reise og viser utvikling av en bransje preget av løsningsorientert innstilling, hard arbeidsinnsats og godt lagspill. Museet viser hvordan vi har bidratt til å bygge landet med industri, kraftverk, vei og jernbane. NFSM har et stort potensiale og ønsker å være en arena for markedsføring av og rekruttering til bransjen, og egner seg utmerket til forskjellige arrangement som konferanser, firmasamlinger, seminar og nettverksbygging.

SUMMARY

For nearly 25 years ago, on January 29th 1990, a committee was appointed in Statkraft to identify any plans for securing technical construction history. It was established an interim board on June 14th of that year. Relevant companies were invited to form a foundation and a process of enormous volunteer effort was underway. Plans were drawn up and equipment available after building the Olympic facilities of Lillehammer was set in motion. The timing was perfect and a blasted tunnel was completed in February 1993. In addition to voluntary work, 20 million kroner was granted from the Ministry of Transport. Later Statkraft granted the museum 1.5 million kroner through the Statkraft Fund. Norwegian Tunnelling museum (NFSM) was officially opened on June 19th 2004.

The Foundation established, is now replaced by an association, an exclusive group consisting of a total of 18 main member companies.

For further development the museum is dependent on support and contributions through this association. We have come a long way with voluntary work and community spirit during the last 20 years and wishes the industry welcome to continue in the same spirit. Should we maintain and develop NFSM, the association must be strengthened with more members.

NFSM is unique in an international context. NFSM is a culture carrier that spread construction history based on proud traditions. It takes you on a historical journey and shows the development of an industry characterized by solution-oriented attitude, hard work and good teamwork. The museum shows how we have helped to build the country with industry, power plants, roads and railways. NFSM has a great potential and wants to be an arena for marketing and recruiting. It is well suited for different events like conferences, company meetings, seminars and networking.

INNLEDNING

For snart 25 år siden, den 29. januar 1990, ble det nedsatt et utvalg i Statkraft for å kartlegge tiltak og planer for å sikre anleggsteknisk historie. Utvalget bestod av Thorleif Hoff, Rolf Thommesen og Sverre Oftedal.

I samme periode pågikk en tilsvarende prosess i Vegdirektoratet i forbindelse med etableringen av Norsk vegmuseum på Hunderfossen. Det ble tatt kontakt med Vegdirektoratet og daværende direktør ved vegmuseet, Geir Paulsrud og et samarbeid ble innledet. Vegmuseet hadde en eiendom hvor det ville la seg gjøre å sprengte ut en utstillingstunnel.

Parallelt med dette, kontaktet utvalget den nystartede kulturkomiteen i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk, NFF, som bestod av Morten G. Johnsen, Per T. Smith og Ludvig Baumann.

Et interimstyre ble etablert 14. juni 1990 med formål å utarbeide et forprosjekt til et fjellsprenningsmuseum. Berdal Strømme utarbeidet dette i samarbeid med utstillingsarkitekt Marc Maure.

Forprosjektet forelå i august 1991 og la opp til to byggetrinn:

- Byggetrinn 1 Tunnel med utstilling av utstyr og arbeidsmetoder
- Byggetrinn 2 Informasjonssenter i form av et museumsbygg i dagen

Deretter ble det sendt ut invitasjon til relevante firma og etater i bransjen om å delta i en stiftelse. Den 31. august 1992 ble det holdt et stiftelsesmøte ved vegmuseet på Hunderfossen, hvor følgende deltok:

- AF Gruppen ASA
- Atlas Copco Gruveteknikk
- Berdal Strømme AS
- Dyno Industrier AS
- Eeg-Henriksen Anlegg AS

- Grøner Anlegg Miljø AS
- Norges Geotekniske Institutt
- Norsk Arbeidsmandsforbund
- Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk
- NSB Banedivisjonen
- Selmer ASA
- Statens vegvesen
- Statkraft
- Veidekke ASA

Prosessen var i gang.

FINANSIERING OG BYGGING

Tunnelens utforming som en hestesko med nisjer var allerede bestemt i NFF's styre.

Det ble satt i gang en formidabel dugnadsinnsats. Planer ble utarbeidet, i denne omgang for tunnelen som første byggetrinn.

Timingen var perfekt, idet oppstart av byggingen kom på et tidspunkt da det ble ledig kapasitet på anleggsutstyr fra byggingen til OL på Lillehammer i 1994. Maskiner, utstyr og mannskap ble transportert fra Gjøvikhallen til Hunderfossen.

En lokal yrkesskole bidro med å fjerne betydelige mengder løsmasser som en del av undervisningen.

Tunnelarbeidene satte i gang på en ukes varsel i slutten av september. Selmer, Eeg-Henriksen og Veidekke sprengte denne ut på dugnad.

Tunnelen stod ferdig sprengt i februar 1993.

AF-Gruppen, Statkraft Anlegg og Statens vegvesen bidro til ferdigstilling og utendørsarbeider.

NFF's kulturkomite drev i mellomtiden aktiv innsamling av diverse anleggsutstyr.

Imidlertid ville klargjøringen av tunnelen og utstillingene i denne kreve betydelige pengebeløp. Dette viste seg å bli en tung prosess, og resulterte i lite i kassa. 10. mars 1997 ble det derfor sendt en søknad om midler til Samferdselsdepartementet som formell eier av vegmuseet. Blant medlemmene i komiteen den gang var nåværende Veidirektør, Terje Moe Gustavsen. Av en søknad på 24 millioner kroner, ble det innvilget 20 millioner for å fullføre byggetrinn 1. Departementet satte imidlertid som betingelse at vegmuseet skulle stå som eier av fjellsprengningsmuseet. Dette ble akseptert.

Innredningsarbeidet gikk videre under ledelse av vegmuseet.

Takket være bidragsytere og iherdig dugnadsinnsats fra stifterne, var Norsk fjellsprengningsmuseum, NFSM, klar til offisiell åpning den 19. juni 2014.

På et noe senere tidspunkt ble det søkt om midler fra Statkraft gjennom Statkraftfondet og det ble gitt et bidrag på 1,5 millioner kroner til ferdigstilling av utstillingene og fremskaffing og restaurering av utstyr.



NFSM I DAG OG VIDERE FREMOVER

Ved åpning av fjellsprenningsmuseet i 2004, ble museet med alt utstyr og inventar offisielt overrasket Norsk vegmuseum, som i dag står som eier og ansvarlig for driften av museet.

Vegmuseet får bistand med kunnskap, anskaffelse av utstyr og videreutvikling gjennom en egen forening bestående av representanter fra følgende 18 hovedmedlemsbedrifter:

- AF Gruppen AS
- Atlas Copco Anlegg og Gruveteknikk AS
- Implenia
- Jernbaneverket
- Leonhard Nilsen & Sønner AS
- Multiconsult AS
- NCC Construction AS
- Norconsult AS
- NORMET
- Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- Norges Geotekniske Institutt
- Norsk Arbeidsmandsforbund
- Orica Norway AS
- Skanska Norge AS
- Statens vegvesen
- Statkraft
- Sweco Norge AS
- Veidekke Entreprenør AS



Foreningen er en meget eksklusiv gruppe, som alle yter en formidabel innsats til å videreutvikle museet. Men det er plass til flere!

Som hovedmedlem i foreningen yter bedriftene et høvelig engangsbidrag tilpasset bedriftens styrke og posisjon, enten i form av penger eller dugnadsinnsats i tillegg til en årlig avgift på 10 000 eller mer etter ønske.

En bedrift kan også være støttemedlem med kun en årlig avgift på 5 000 eller mer.

I tillegg er det muligheter til å komme med enkeltbidrag i form av gjenstander eller ytelser uten en årlig binding.

Siste tilskudd i så måte er

- Titania-lasteren, en 218 tonns lastemaskin, gave fra Titania gruver, demontert på Sør-Vestlandet, transportert til Hunderfossen og montert ved NFSM høsten 2013
- Brakkeriggen fra tidligere E16-utbygginger, gave fra Statens vegvesen, transportert og montert av LNS i 2013 og 2014 med Multiconsult som prosjekterende



Brakkeriggen skal utgjøre byggetrinn 2, det lenge planlagte informasjonssenteret. Dette er tenkt å være et utstillingsvindu for formidling av anleggshistorie samt markedsføring av bransjen, så vel som medlemsbedriftene.



I tillegg ble NFSM, ved Foreningen for Norsk Fjellsprengningsmuseum, høsten 2013 registrert i Brønnøysundsregisteret slik at økonomisk formaliteter skal være i orden. Foreningen erstatter den stiftelsen som i sin tid ble etablert i 1992.

Foreningens bistand til den videre utvikling av NFSM er i dag organisert gjennom følgende utvalg i tillegg til et styre:

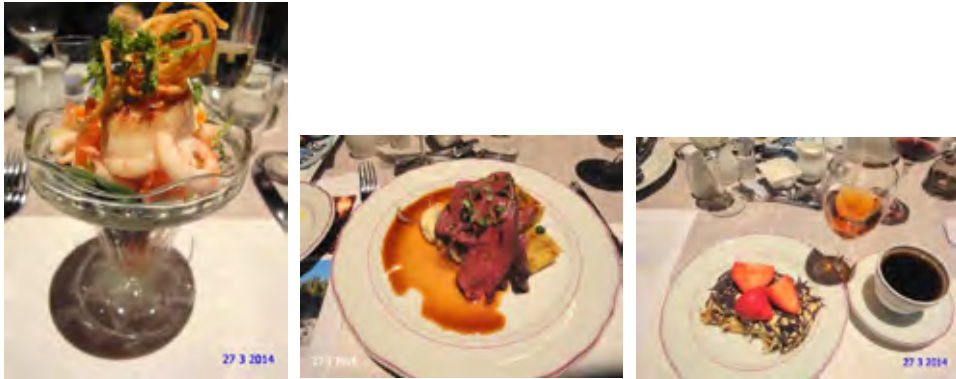
- Arbeidsutvalget
- Utstillingsutvalget
- Økonomiutvalget

Det vil i tillegg bli etablert et nytt utvalg med ansvar for markedsføring, PR og «bløst» rundt fjellsprengningsmuseet i løpet av høsten/vinteren som kommer.

Som en del av berganlegget ved museet ble det sprengt ut et eget bergrom – Berghallen; med gode muligheter for kurs og seminarer samt sosiale tilstelninger for opp til 200 personer.



Museet har tilgjengelig eget "kokkelag" i gourmetklassen i form av de som driver restauranten ved vegmuseumet i gamle Lysaker Gjestgiveri. De kan bestilles for førsteklasses matlaging og servering i Berghallen ved arrangementer her.



Museet har likevel fortsatt mange oppgaver foran seg. Av konkrete planer i nær fremtid kan nevnes:

- Etablering av egne kjøkkenfasilitetene i forbindelse med Berghallen for å lette arbeidet med arrangementer her.
- Innredning av brakkeriggen (byggetrinn 2) til et fullverdig Informasjonssenter
- Opprusting og fornying av utstillingene i tunnelen etter 10 års drift, bl.a. med tanke på bevaring i et fuktig miljø
- Ferdigstille et utareal mellom Infosenteret og tunnelanlegget slik at det blir mer publikumsvennlig
- Etablere et eget område for bl.a. skinnedriftsutstyr
- Stille maskiner og utstyr sammen i mer realistiske arbeidsposisjoner
- Planlegge for ivaretagelse av det utstyret som blir museumsgjenstander i fremtiden, altså utstyr i drift i dag og i morgen.

Som dere skjønner er oppgavene fortsatt mange i ennå lang tid fremover.

NFSM OG MULIGHETER FREMOVER

Norsk fjellsprenningsmuseum har et stort potensiale og mange muligheter.

- Norsk fjellsprenningsmuseum er unikt i verdensammenheng.
- Museet forvalter i dag anleggshistorie og stolte tradisjoner.
- Museet tar deg med på en reise i tid tuftet på kreativ og løsningsorientert innstilling, hard arbeidsinnsats og godt lagspill
- Museet viser hvordan vår bransje har vært med på å bygge landet med industri, kraftverk, veg og jernbane
- NFSM skal være en arena for markedsføring av bransjen og rekruttering fra de yngres rekker
- NFSM skal være en arena for nettverksbygging

- NFSM skal være en arena for tilstelninger, konferanser og andre arrangement

Hvert år i august, arrangerer vegmuseet en «Familiedag». I år, søndag den 10. august, ble dette arrangementet lagt til fjellsprenningsmuseet med blant annet demonstrasjon av fyrsetting, mekanisk bergbryting, svartkruttsprengning og en tunnelsalve. Titania-lasteren ble startet opp og prøvekjørt. Inne i Berghallen, ble NFF's rekrutterings-video kjørt. Det var sang og musikk og salg av boller, pølser og brus. For barn og unge var det full mulighet til å «prøvekjøre» gamle anleggsmaskiner. Interessen og entusiasmen var meget stor.



Det er ikke tvil om at dette arrangementet ble en kilde til inspirasjon for barn og unge, og at det vekker interesse for hva bransjen driver med. NFSM har et stort potensiale for markedsføring av og rekruttering til anleggsbransjen.

Er rekruttering til anleggsbransjen et problem? NFSM vil bidra med inspirasjon og utstyr, deriblant en 20 tonn skuffe til å laste inn 12 m³ med talenter i et jafs!!



Museet med Berghallen, er unike omgivelser og gir en spesiell atmosfære og perfekte rammer for gjennomføring av firmasamlinger, kundearrangementer, kurs og seminarer. Det er store mulighetene for nettverksbygging internt og eksternt.

Men, for den videre drift og utvikling er vi avhengige av støtte og bidrag. Vi har kommet langt med dugnader og dugnadsånd i løpet av de siste 20 årene, og ønsker bransjen velkommen i en fortsettelse i samme ånd. Skal vi vedlikeholde og utvikle NFSM videre, må foreningen styrkes med flere medlemmer.

VEDLIKEHOLDSFRIE TUNNELER

Maintenance free tunnels

Senioringeniør Gunnar Gjæringen, Statens vegvesen Region vest

SAMMENDRAG

Basert på diskusjoner i de siste årene om kostbart vedlikehold, det store forfallet, stort behov for oppgradering av varige strukturer, må vi få lov til å tenke tanken, ja til og med se det for oss: 1. Se muligheten for vedlikeholdsfrie tunneler. 2. Ha et åpent sinn og fokus for denne muligheten. 3. Være med å fremme utviklingen av slike tunneler.

I Norge har vi nå nesten 1100 veitunneler, og mer skal bygges i de kommende årene. Den totale lengde er omtrent 900 km. De neste 20 - 30 årene vil vi nesten doble både mengden av tunneler og også lengden. Etter år med debatter om dyrt vedlikehold på grunn av mangelfull oppfølging under og etter bygging, krav til kvalitet og retningslinjer samt lang levetid på strukturer, bør vi nå våge å se på muligheten for vedlikeholdsfrie tunneler. Målet bør være å bringe vedlikeholdsfrie tunneler opp som en «state of the art» og et mål i tunnelen bransjen.

SUMMARY

Based on the discussions in the past few years about the costly maintenance, the large decay, major need of upgrading resistant structures, we must be allowed to think the thought , perhaps even see it - MAINTENANCE - FREE TUNNELS .Therefore, we must; 1. See the opportunity in thinking of maintenance free tunnels. 2. Have an open mind and focus for this possibility. 3. Be promoting in developing these kinds of tunnels. In Norway we now have nearly 1100 road tunnels, and more are to be built in the coming years. The total length is about 900 km. The next 20 – 30 years we will nearly double both the amount of tunnels and also the length. After years of debates about the expensive maintenance due, graduation requirements, Modern Road tunnels and resistant structures, should we dare to look at the possibility of maintenance-free tunnels. The goal should be to bring maintenance free tunnels up as a state of the art and a goal in the tunnel business.



Figur1. Tunnel under Folgefonna.

INNLEDNING

Etter flere år med debatt om det dyre vedlikeholdet som skyldes manglende oppfølging av krav i byggeperioden, til moderne vegtunneler og levedyktige strukturer, bør vi våge å se på muligheten for vedlikeholdsfrie tunneler



Figur 2. Kart som viser vegtunneler i Norge.

Jeg tror det er realistisk å få til det i løpet av fem år hvis vi er villige.

Etter at prosjektene moderne vegtunneler og resistente strukturer nærmer mål i Norge. Jeg tror det er på tide å gå enda et skritt videre: å være initiativtakerne og har en positiv holdning om mulighetene for å utvikle vedlikeholdsfrie vegtunneler i Norge.

DRIFT OG VEDLIKEHOLD

Drift og vedlikehold er alt vi gjør i tunnelene etter at det er satt trafikk på.

Men drift og vedlikehold starter

- ved planlegging av ny tunnel
 - ved deltakelse i denne prosessen
 - ved kontroll av utført arbeid
 - kontroll av funksjoner
- og arbeidet fortsetter og dokumenteres
- ved overlevering
 - ved 3 års befaring
 - og i selve driftsperioden.

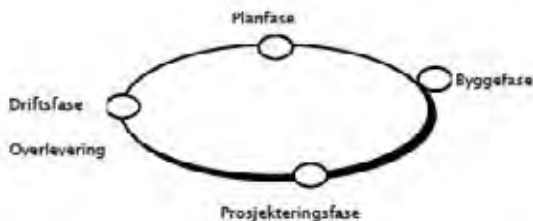


Figur 3 og 4. Tunnelbilder av Mikal Ridley

PLANLEGGING, PROSJEKTERING OG BYGGING

Hva må til for at vi skal kunne få dette til?

Vi må tenke nytt! Vår holdning til hva som er mulig må endres. Gjennom planlagte valg av løsninger som er gjennomtenkte og uttestet må vi vise at det er mulig å endre byggemetode. Vi opererer ofte med 4 faser i et prosjekt Planleggingsfase – gjennom Prosjekteringsfase – gjennom Byggefase – Overlevering - inn i Driftsfasen. I bunn, og som grunnlag for alle prosjekt må fokus på drift og vedlikehold være premiss-leverandør for alt vi gjør. Gjennom de valg som gjøres og videre den utførelse som blir gjort, ligger vi grunnlaget hva som skal vedlikeholdes, hvordan det skal gjøres og ikke minst hvor ofte det må gjøres.



Figur 5. De forskjellige faser.

Det må gjøres vurderinger av profil, og profilvalget må sees opp mot hva tunnelen skal brukes til. Er det en veg tunnel så er det den såkalte kjørekassen som bør vær dimensjonerende, og det gir en tunnel med svakt buet tak og rette vegger opp til minst 4,6m. Utnyttelse av det utsprengte rom blir da nesten 100%.



Figur 6 og 7. Krav til kontur.

Hvordan massene blir tatt ut av en tunnel er vesentlig for framtidig behov for sikringstiltak. Det må være i alle sin interesse å komme fram til mer skånsomme bore og sprengningsmetoder som sikrer at det blir færre skader på fjellet, mindre sikringsbehov, mindre vannlekkasjer, og ikke minst mindre behov for tiltak i driftsperioden. Så vil vi på kjøpet få en bedre kontur som igjen gir mindre sikring og enklere og bedre løsninger for vann og frostsikring.

Valgt trase for tunnelen, og spesielt viktig sett opp mot valg av forskjæring og påhugg, dimensjonerer tid og kostnader før man kan komme i gang med selve tunnelbyggingen. Vi ser i alt for mange tilfeller at det blir gjort feile valg.

Plassering av påhugg blir fort kostnadsdrivende hvis gale valg blir gjort. Svært mange ganger kunne en litt lenger tunnel gitt en bedre og raskere atkomst til tunnelen, gjennom store reduksjoner av sikringsomfang både under bygging og seinere drift og vedlikehold.



Figur 8. Forskjæring og påhugg.

Utformingen av påhugget er selvsagt også kostnadsdrivende ved feile valg. Boring, sprengning, sikring er faktorer her som er med å øker eller redusere kostnadene. Feil metode kan gi katastrofale konsekvenser.

Dersom en ved valgt påhugg vil få et fall inn i tunnelen må en vurdere portallengde nøye.

Denne skal sikre mot ras, snø og is. Vel så viktig er at en ikke leder vann inn i tunnelen.

Vannet må alltid ledes bort fra portalområdet.

Både vertikal- og horisontal kurvatur er viktige faktorer for valg av påhugg. Dette gjelder sikt, stopplengde, lysforhold og vann og is.



Figur 9. Tunnel med alle slags utstyr.

Tunneler blir ofte bygget for å lede vegen forbi et rasområde og således gjøre vegen sikrere. Men dessverre ser vi ofte at valget av trase ikke blir lang nok, og at tunnelen ikke kommer helt ut av rasområdet, noe som gir svært kostbare påhugg og portalområder både under bygging og i driftsperioden. Her er det mye å hente.

Vurdering av påhugg for tunneler bør få mye større fokus. En litt lenger tunnel kan i mange tilfeller gi en betydelig innsparing. Det er også slik måten et påhugg bli utformet på vil være dimensjonerende for framtidigbehov for drift og vedlikehold.



Figur 10. Teknisk rom

For selve tunnelen må det gjøres flere valg.

Hvilken drivemetode en velger vil også gjøre at valg ift støy, rystelser, støv og miljø blir gjort. I dag står valgene boring og sprengning eller fullprofilboring. Fra mitt ståsted vil fullprofilboring være et mer miljøriktig valg, men det vil kanskje ikke være det mest prisgunstige valg.

Tunnelens utforming og profil gir også varige konsekvenser. Profiler med for små kvadrat vil helt klart kunne få en høy framtidig kostnad til utvidelse av profilet eller helt ny tunnel. Vi må derfor sette tunnelens valgte kvadrat opp mot levetid.

Nesten alle tunneler har inntrengning av vann. Valg av type løsning til vann og frostsikringer avkjørende for hvilke tiltak en må gjøre i driftsfasen. Plasseringen i tunnelrommet er også vesentlig. Alle valgte løsninger må ligge så nært fjellet som mulig. Det gir en mer stabil løsning, mer bærekraftig løsning, og ikke minst så frigir det areal som kan brukes som trafikkareal. Det vil da også forenkle vedlikeholds-prosessen betydelig når en har et større profil. Et stort profil vil også ta høyde for de behov en har ved oppsetting av alle typer utstyr og skilt.



Figur 11, 12 og 13. Store vannlekkasjer

Når det gjelder utstursvalg så er det funksjon og levetid en må fokusere på, ikke på pris.

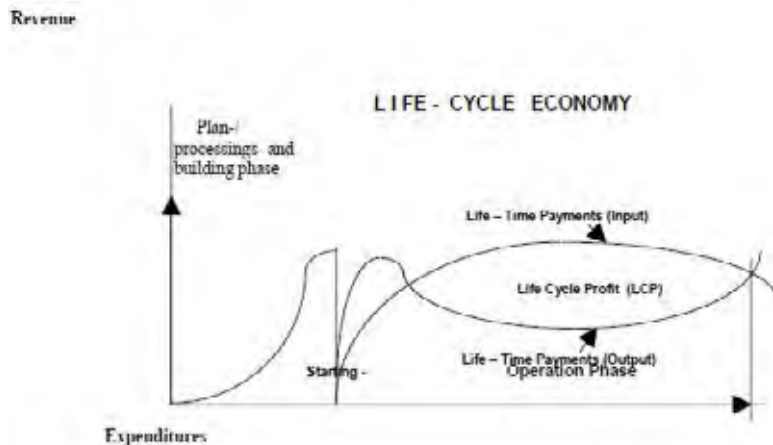
For å få fram gode løsninger som gir mulighet for vedlikeholdsfrie løsninger må en få fokus på erfaringsoverføring!

Vi må gjennomføre erfaringsseminar der alle deltar;

Byggherre, konsulenter, entreprenører og eierne.

På disse konferansene må vi stille 3 enkle spørsmål som alle aktører skal svare på:

- i. Hva gikk bra ?
- ii. Hva gikk dårlig ?
- iii. Hva burde vi gjort annerledes ?



Figur 14. Levetid og økonomi.

Levetid totalt for tunnelen må settes 100 eller 120 år.

Status

I dag er det vanskelig å få frem hva hver prosess gjør, fordi kontraktene med entreprenørene gjøre lite til dette. Noen kontrakter, for eksempel Bergen viser foredlingskostnader for hver tunnel og samlet alle tunneler og prosessene i kontrakten. Hvordan få et godt grunnlag for å vurdere kostnadene, og da også et godt grunnlag for hvor du må treffe tiltak for nye bygg. Vi kjenner oppgaver som koster mye, er tidkrevende og krever mye stengning. Derfor må vi sikre oss så langt som mulig mot dette ved nybygging. Er det dårlige omkjøringsmuligheter, er det også et argument for å redusere lukketiden.



Figur 14 og 15. Gamle rustne vifter uten blad og nye vifter med støydemping.

Store fordeler

Det er svært mye penger og ressurser å spare på vedlikeholdsfrie vegtunneler: Reduserte kostnader til drift og vedlikehold, reduserte mannskaps behov, nesten ingen stengning og ingen ekstra sosiale kostnader.

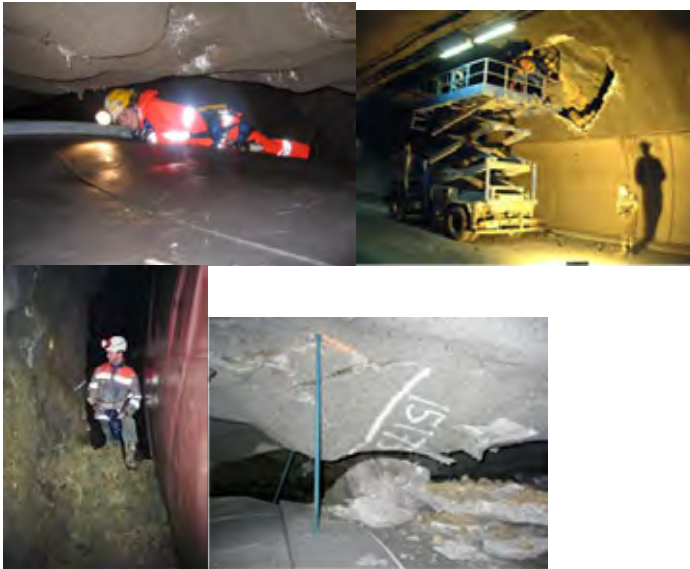
For å oppnå dette må vi spørre oss fire konkrete og tydelige spørsmål: Er det mulig? Hva skal til? Kan det være? Kan vedlikeholdsfrie tunneler bygget? -Jeg Mener ja, sier han, mener forutsetningene for å lykkes eksisterer.



Figur 16. Brann i Seljestad-tunnelen på E134.

Mye å forbedre

Hovedfokus må være på design og holdbarhet av tunnelkonstruksjonen, design, kontur, utvinning av stein, sprengning eller boring (eller skjæring / fusion), full ansikts kjedelig, snaufjell, cover, sikringsmetode, injeksjon, betong design og finish, levetid på utstyr, belysning, beredskap, kommunikasjon, overvåking, kontroll, ventilasjon, størrelse og plassering, levetid renhold, metode, frekvens, tiltak utenfor tunnelen, veidekker, type og miljø. Vann og frost sikring utføres samtidig under bygging.



Figur 17,18,19,20. Kontroll og utbedring etter nedfall på hvelv.

Innovasjon

Andre løsninger og systemer må bearbeides og velges. For eksempel: Hvis alle tunneler, i alle fall undersjøiske og lange, får en funksjon for vasking og tørking av bilene, i alle fall trailerne, før de kjører inn i tunnelen – vil minimalt med støv og skitt bli brakt inn i tunnelen, og behovet for vasking av tunnelen bli kraftig redusert.

Kontrakts design

Lys ut et stort antall tunneler hvor leverandører må være i stand til å levere vedlikeholdsfrie systemer som lysanlegg - et rør i tunnelens lengde, ingen "åpne" systemer i tunnelen.

Ventilasjon - plassert slik at de ikke krever tilgang fra tunnelen, trenger ikke nødvendig å vaske, ikke trenger å erstatte kabler.



Figur 21. Tunnel under driving.

Forskning

La oss bygge en testtunnel med ett hovedmål - vedlikeholdsfri.

Sett av 100 millioner for testing og forskning der våre forskningsinstitusjoner, andre utbyggere og entreprenører og leverandører kan delta. Potensialet for norske leverandører er store, den største er selvsagt i form av eksport til utlandet. Dette bør gjøres i et bredt samarbeid mellom byggherrer, entreprenører, leverandører og Norsk Forskningsråd, som da vil vise at vedlikeholdsfrie vegtunneler er et realistisk mål om Norge om vi vil og tør.

Vedlikehold

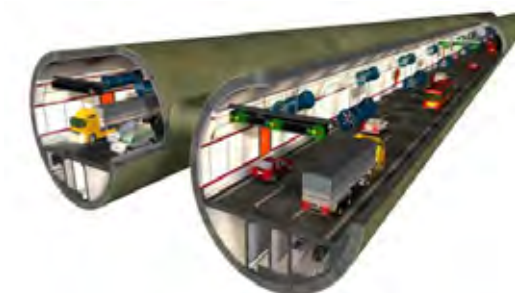
Et slikt valg innebærer en minnalt behov for stengninger og såkalt nedetid. Kanskje maksimalt 1g hvert år / hvert 5. år / 10 år hver / hvert 20. år. Og ingen eller svært få tiltak i kjørerommet.



Figur 22. TBM under arbeid i Fløyfjellstunnelen i 1984..

Vedlikeholdsfrie tunneler

Basert på diskusjoner i de siste årene om kostbart vedlikehold, det store forfallet, større behov for oppgradering, og ikke minst arbeidet med Moderne Vegtunneler og lang levetid for alt vi setter inn i tunnelene, må vi få lov til å tenke tanken, kanskje til og med se det - Vedlikeholdsfrie tunneler.



Figur 23. Mulighet med TBM.

Derfor må vi

1. Se sjansen
2. Hold et optimistisk sinn for denne muligheten.
3. Være fremme til å utvikle disse muligheten.

KONKLUSJON

Vedlikeholdsfrie tunneler tilsier at de valg som gjøres i alle faser av et tunnelprosjekt fokuserer på utførelse, valg av løsninger, kjøp av utstyr og systemer som sikrer svært lang levetid og minimalt behov for tiltak i tunnelen i driftsfasen.

Derfor må vi:

1. Effektivisere dagens drift og vedlikehold og få økt innsats og fokus for å få en raskere gjennomføring og totalt mindre lukketid og stengt tid.
2. Ta kontakt med leverandører for å vurdere muligheter for nye løsninger.
3. Sette erfaringsoverføring i system.
4. Vurdere mulighetene for utlysning av en kontrakt som ber for vedlikeholdsfrie løsninger ved leveranser til eksempelvis 100 nye tunneler der en rehabiliteringsplan ligger inne.
5. Starte arbeidet nå.
6. Få vårt nye vedlikeholdssystem på plass i tunnelene våre i løpet av 2 - 5 år.

Dette vil gi tunneler med høy oppe tid og ergo små behov for stengninger for å gjøre tiltak i tunnelene. På denne måten vil brukere og samfunnet som helhet få svært små kostnader. Nødvendige tiltak i tunnelene etter idriftsettelse skal være ytterst få, og planlagt allerede i plan- og prosjekteringsfasen slik at tunnelens utforming installasjoner tar høyde for dette.



Figur 24. Tunnel med hvite vegger

Referanser:

- Håndbok N500 Vegtunneler (2014), Statens vegvesen
- Håndbok R510 Vann- og frostsikring (2014), Statens vegvesen
- Håndbok R761 Prosesskoden (2014), Statens vegvesen
- Kirkeby, Terje (2012), Presentasjon Kontur Statens vegvesen - Vegdirektoratet
- Neby, Arild (2012), Presentasjon Kontur Statens vegvesen – Vegdirektoratet
- Ridly, Mikal (2013), 2 bilder
- Gjæringen, Gunnar (2009), Presentasjon om Vedlikeholdsfrie tunneler Statens vegvesen – Vegdirektoratet
- Gjæringen, Gunnar (2012), Artikkel om Vedlikeholdsfrie tunneler i Veggen og vi, Statens vegvesen

CEEQUAL – ØKT FOKUS PÅ BÆREKRAFTIGE LØSNINGER I ANLEGGSPROSJEKTER

CEEQUAL – Improving sustainability in civil engineering

Lars Erik Andersen, Miljørådgiver Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Anleggsbransjen i Norge har i dag opparbeidet seg gode rutiner for hvordan gjennomføre prosjekter i henhold til de krav som settes av myndighetene gjennom veiledere og lovgivning. Likevel ønsker flere av de store aktørene innen næringen et økt fokus på bærekraft i prosjektene. Inspirert av blant annet byggenæringens fokus på bærekraft de siste årene etterspørres det et verktøy som vil øke fokuset på en systematisk og helhetlig prosjektgjennomføring knyttet til både miljømessige-, økonomiske- og samfunnsmessige temaer, og som dermed utvikler bedre rutiner innen bransjen. Som et verktøy i denne prosessen har klassifikasjonssystemet CEEQUAL vist seg å fremme bærekraftfokuset i utenlandske anleggsprosjekter. Systemet belønner prosjekter som viser utpreget engasjement ved å ha et helhetlig fokus på bærekraftige løsninger. Dette gjøres gjennom å fokusere på en rekke temaer som omfatter blant annet materialvalg, massetransport, avfallshåndtering, energiforbruk, biologisk mangfold, helse, landskap, naboforhold, kulturmiljø og vannressurser. CEEQUAL vil dermed ha positive effekter for miljømessige-, økonomiske og sosiale aspekter knyttet til prosjektet, samtidig som det gir god publisitet, forbedrede rutiner og arbeidsprosesser, miljømessig engasjement internt og i flere tilfeller sparte utgifter. CEEQUAL er et derfor solid verktøy som bidrar til større fokus på bærekraftige prosjekter innen anleggsbransjen, og i likhet med andre ledende aktører, ønsker også Sweco å bidra til at dette blir utviklet og gjennomført i Norge.

SUMMARY

The Norwegian civil engineering industry has good routines in conducting projects according to Norwegian legislation and guidance. Nevertheless is there a wish for increased focus on implementing sustainable principles in the projects. Inspired by environmental assessment methods for buildings, the civil engineering industry requests a tool that can increase the focus on both ecological-, social- and economic sustainability in the projects. CEEQUAL is an international evidence-based sustainability assessment, rating and awards scheme for civil engineering, infrastructure, landscaping and works in public spaces, and celebrates the achievement of high environmental and social performance. CEEQUAL has shown great results in implementing sustainable principles into the civil engineering industry in other countries and are now being introduced in Norway.

Innledning

Anleggsbransjen i Norge har med god grunn stolte tradisjoner i å bygge landet gjennom utallige prosjekter opp gjennom tidene. Dette har medført at bransjen har innarbeidet gode rutiner for hvordan gjennomføre prosjekter i henhold til de krav som til en hver tid er satt av myndighetene. Likevel er det praksis i dag at prosjektene blir utarbeidet gjennom å forholde seg til faste veiledere og restriksjoner, og dermed blir det lite fokus på å utvikle prosjektene og metodikken utover det som forventes gjennom lovverket. Det blir dermed mindre fokus på å skape nye "best-practice" prinsipper som kan bedre prosjektgjennomføringen i forhold til områder som både økonomi, sosialt og miljø.

I de senere tiår har det blitt en økende trend å ta i bruk prinsippet rundt bærekraftige løsninger innenfor en rekke områder. For eksempel har byggnæringen satt stort fokus på dette gjennom å fokusere på konsepter som passivhus, nullutslippshus, powerhouse og sertifiseringssystemet BREEAM. Dette har medført betydelig utvikling og nye markedsområder innenfor næringen, samtidig som det samsvarer med de forventningene samfunnet bør ha til utbyggere i en verden med økt press på ressursene. I tillegg har det vist seg rett og slett å være økonomisk, samfunnsmessig og miljømessig gunstig.

Prinsippene rundt bærekraftige løsninger er i de siste tiår tatt inn i en rekke utenlandske anleggsprosjekter, der dette har blitt vel tatt imot og videreutviklet prosjektgjennomføringen. Dette har medført at flere av de store aktørene innenfor anleggsnæringen i Norge etterspør økt fokus på bærekraftige løsninger, også i norske prosjekter. Det ønskes her et verktøy som kan sette økt fokus på en systematisk og helhetlig prosjektgjennomføring knyttet til både miljømessige-, økonomiske- og samfunnsmessige temaer, og som dermed utvikler forbedrede rutiner innen bransjen.

Dette notatet beskriver bakgrunnsinformasjonen for innlegget som skal holdes på Fjellsprengningskonferansen 2015. Det vil fokusere på bærekraftige løsninger, hvordan dette er innført i byggebransjen og videre hvordan benytte erfaringer fra andre land til å øke fokuset på bærekraftige løsninger i anleggsbransjen gjennom miljøsertifiseringsverktøyet CEEQUAL.

Bærekraftige løsninger

Fokus på bærekraftig utvikling ble først tatt i bruk av Brundtlandkommissjonen i 1987 som; "en utvikling der vi tilfredsstiller dagens behov uten at det svekker grunnlaget for at fremtidige generasjoner får dekket sine". Dette handler om å forbruke jordens samlede ressurser på en slik måte at disse også vil være tilgjengelig for våre etterkommere. Begrepet står nå sentralt i samarbeidet om de globale miljø- og klimautfordringene vi er stilt ovenfor. Samtidig er det også en nødvendighet å bruke disse bærekraftige prinsippene i utviklingen av både bedrifter, næringer og samfunn på mer lokale nivå, noe som er vist blant annet gjennom utenlandske anleggsprosjekter.

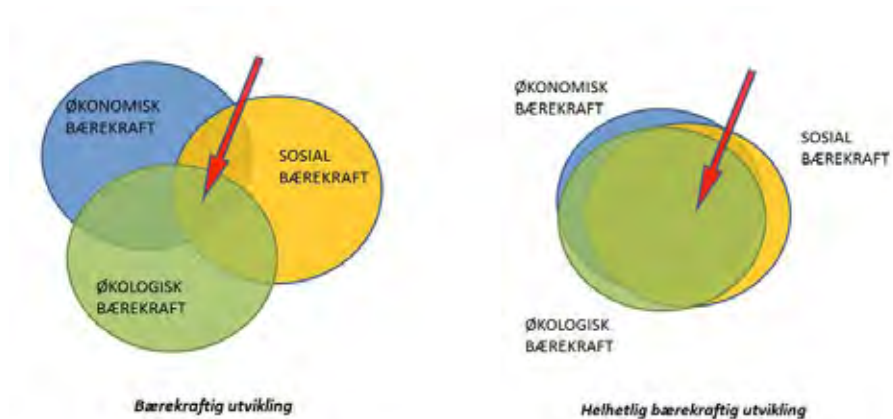
Når en jobber med bærekraftige løsninger skal fokuset være på tre viktige aspekter; økologisk bærekraft, sosial bærekraft og økonomisk bærekraft.

- *Økologisk bærekraft* betyr at utviklingen må skje innenfor naturens tålegrenser. Et bærekraftig produksjons- og forbruksmønster utnytter naturressursene uten å svekke

økosystemenes kapasitet og biologisk mangfold. Den økologiske dimensjonen er vesentlig for det styrker ressursgrunnlaget, og fordi miljøskader ofte er reversible.

- *Økonomisk bærekraft* innebærer en økonomisk utvikling som over tid opprettholder gjennomsnittlig velferdsnivå og tillater velferdsvekst for fattige deler av befolkningen. Med global befolkningsvekst betyr økonomisk bærekraft at knappe ressurser må utnyttes mer effektivt, gjennom smarte løsninger, gjenbruk og prosesser som reduserer tap i verdikjeden.
- *Sosial bærekraft* er en utvikling som sikrer trygghet, sosiale rettigheter og gode levevilkår. Dette innebærer at det tas hensyn til at alle i samfunnet får tilgang til muligheter som fremmer sikkerhet, helse og trivsel.

I utviklingen av samfunnet er det viktig å fokusere på alle disse tre former for bærekraft, og stille disse opp mot hverandre i hvert prosjekt som vist i *figur 1*. Fokuserer en på dette vil en kunne bevege seg mot et mer bærekraftig samfunn.



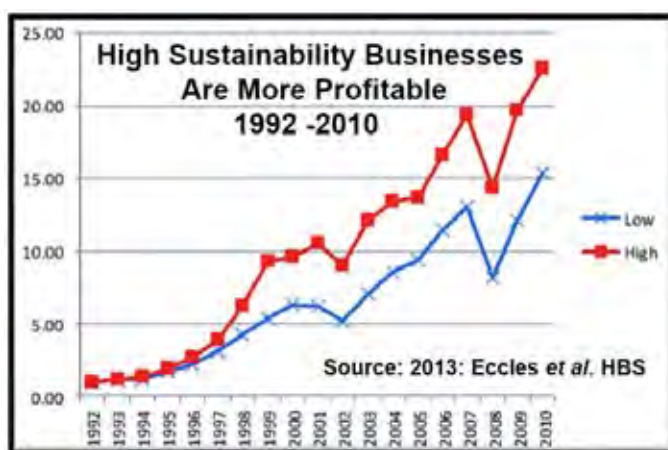
Figur 1. Bærekraftige løsninger: For å sikre helhetlig bærekraftig utvikling må det tas hensyn til økologisk bærekraft, økonomisk bærekraft og sosial bærekraft.

Praktiseringen av dette bærekraftbegrepet har utviklet seg kontinuerlig etter at det ble lansert på slutten av 1980-tallet. I de første årene var fokuset i hovedsak rettet mot den økologiske bærekraften der miljømessige forhold dominerte, og de sosiale og økonomiske forholdene ble vektlagt i mindre grad. Bærekraft var sidestilt med å ta miljøhensyn. Senere på 1990 - tallet begynte fokus å øke på den økonomiske delen av begrepet. I dag har den offentlige debatten løftet også de sosiale perspektivene slik at alle de tre deler nærmest er sidestilt.

Bærekraft har gjennom lansering av begrepet vært mye diskutert, uten at et samlet næringsliv har bygget opp under dette. Det har vært diskutert om det virkelig er nødvendig å fokusere på bærekraftige løsninger for å få gode resultater innen næringslivet. De siste årene derimot har dette perspektivet snudd, noe som ble bekreftet i en global undersøkelse der over tusen næringslivstopper i 103 land besvarte spørsmål knyttet til nåværende og fremtidige muligheter innen bærekraft (UN Global Compact and Accenture 2013). Her svarte 63 % at de tror at bærekraftige løsninger kommer til å endre deres bransje innen fem år. Samtidig tror 76 % av

de spurte lederne at et strategisk arbeid innen bærekraft kommer til å øke økonomisk vekst og gi bedriftene nye markedsmuligheter. 93 % mener at bærekraft er viktig for sin bedrifts utvikling. Dette viser at næringslivet nå har en samlet oppfatning om at det er verdt å fokusere på bærekraftige løsninger fremover.

Samtidig viser forskning at det å ha et bærekraftig fokus i bedriften er direkte økonomisk lønnsomt både i et kortsiktig og langsiktig perspektiv. En anerkjent studie fra 2013 (Eccles m.fl.) undersøkte den økonomiske utviklingen hos bedrifter som hadde adoptert bærekraftige strategier mot bedrifter som ikke hadde innarbeidet de samme rutinene. Analysene gikk over 16 år og konkluderte med at bedrifter som hadde bærekraftige strategier utkonkurrerte de med mindre fokus på dette som vist i figur 2. Dette har ført til at blant annet de mest seriøse investorene har tatt disse trendene inn i sine vurderinger og prioriterer dermed bedrifter med bærekraftige prinsipper i deres porteføljer.



Figur 2. En studie har dokumentert at bedrifters fokus på bærekraftige prinsipper er lønnsomt i både kortsiktig og langsiktig perspektiv. (Eccles m.fl. 2013).

Det er på bakgrunn av disse prinsippene at det er utviklet miljøklassifiseringsverktøy i en rekke bransjer, deriblant byggenæringen.

Byggebransjens fokus på bærekraft

I dag har byggenæringen fått et betydelig fokus på bærekraftige løsninger gjennom konsepter som blant annet passivhus, nullutslippshus, powerhouse og sertifiseringssystemet BREEAM. Mye av dette startet i tiden etter at bærekraft ble et høyaktuelt tema på slutten av 1980 – tallet, og gjorde at blant annet britiske myndigheter og forskningsmiljøer begynte å utvikle et miljøsertifiseringsverktøy for byggenæringen. De foreslo at de britiske byggene måtte konstrueres med forutsetninger om at det ble tatt hensyn til blant annet den økte kunnskapen om bygningsmaterialers holdbarhet, gjenbruk, omfanget av skadelige stoffers effekt på menneskene og miljø, klimaforandringene og at det ble utarbeidet veiledere som definerte hvilke bygg som var bærekraftige. Dette gjorde at den første versjonen av miljøsertifiseringsverktøyet BREEAM ble lansert i Storbritannia i 1990. Dette verktøyet har nå tilpasset seg nasjonale forhold i andre land, og i dag har mer enn 24 000 bygninger mottatt sertifikat på å være miljøsertifisert i henhold til bærekraftige prinsipper. I Norge har

BREEAM NOR fått solid fotfeste innenfor miljøsertifisering av norske bygg, og det er i dag 86 prosjekter registrerte prosjekter, der 11 er ferdig sertifisert. Disse byggene er løftet frem i media og av næringen som signalbygg og referanseprosjekt på hvordan fremtidige bygg må utformes. Miljøsertifiseringen har utfordret ingeniørene til å tenke annerledes, strekke seg etter nye mål, og dermed utviklet byggenæringen i en mer bærekraftig retning. Samtidig kan byggprosjektene også vise til mye positiv publisitet, økte leieinntekter og reduserte driftsutgifter.

CEEQUAL – et verktøy som øker fokus på bærekraft i anleggsprosjekter

Fascinert av den utviklingen som arbeidet med bærekraftige løsninger hadde gjort i utviklingen for byggbransjen, begynte også britiske ingeniører innen anleggsbransjen å etterspørre et miljøsertifiseringsverktøy der det ble fokusert helhetlig på de tre bærekraftbegrepene. I Storbritannia på 1990-tallet var de store anleggsprosjektene allerede underlagt strenge krav i forhold til blant annet miljøaspektet knyttet til anleggsprosjektene. Likevel begynte både myndighetene og de store aktørene i Storbritannia å etterspørre om de miljømessige og sosiale aspektene ble ivaretatt gjennom hele prosessen fra ide til ferdigstilling av anleggsprosjekter. Inspirert av andre miljøklassifiseringsverktøy som blant annet byggebransjens BREEAM ble det satt ned en arbeidsgruppe som skulle utvikle et verktøy for å øke fokus bærekraft i anleggsprosjekter. I 2003 ble den første versjonen av CEEQUAL lansert. Navnet CEEQUAL ble valgt som en forkortelse for Civil Engineering Environmental Quality Assessment and Award scheme.

Siden den gang har verktøyet vært gjennom en stadig utvikling, og med hovedfokus på bruk av dette verktøyet i Storbritannia. Ettersom dette verktøyet var spesifisert opp mot britisk lovgiving var det tidligere vanskelig å overføre bruken til andre land. I ettertid er det derfor lansert et CEEQUAL – international som også kan brukes utenfor Storbritannia. I dag er det gjennomført slik utredning på over 300 prosjekter, mens mer enn 250 er under utredning i dag.

Hva er egentlig CEEQUAL?

CEEQUAL er et prosjektgjennomføringsverktøy som skal rettlede prosjektteamet mot å forbedre kvaliteten på anleggsprosjekter, og å gi arbeidet en eksternt og uavhengig verifisering. Prosjektteamet må forholde seg til en bevisbasert og omfattende miljøsertifiseringssystem som belønner prosjekter som viser et utpreget engasjement rundt bærekraft. Dette kommer frem gjennom å vise høy miljømessig kvalitet, samt god økonomisk og sosial ytelse. Verktøyet utfordrer både utbyggere, konsulenter og entreprenører til å forbedre prosjektene i forhold til hva som er satt som krav av myndighetene, og får frem nye løsninger og rutiner for hvordan en kan gjennomføre slike prosjekter på en mer bærekraftig måte.

Hvordan gjennomføres utredningen?

Gjennom en sertifiseringsprosess blir prosjektet i hovedsak vurdert gjennom prosjektteamenes fokus på de bærekraftige prinsippene i gjennomførelsen. Det kan velges om en skal sertifisere hele prosjektteamet (Whole team award) gjennom å fokusere både på planleggingsfasen (byggherre/client), designfasen (konsulent/design) og anleggsfasen (entreprenør/construction), eller kun en av disse. Det er uansett en stor fordel å inkludere CEEQUAL så tidlig som mulig i prosjektene, ettersom en da har større mulighet for å påvirke løsninger og arbeidet knyttet til de forskjellige temaene.

Gjennom en CEEQUAL sertifisering forholder en sertifisert utreder (assessor) seg til en sertifiseringsmanual som fokuserer på ni forskjellige temaområder. Disse temaene er: 1) Prosjekt strategi, 2) Prosjektledelse, 3) Forhold til naboe og samfunn, 4) Arealbruk og landskap, 5) Kulturminner og kulturmiljø, 6) Økologi og biologisk mangfold, 7) Vanmiljø, 8) Fysiske ressurser og 9) Transport.

I sertifiseringen blir disse temaene nøye gjennomgått ved at det blir stilt en rekke spørsmål (samlet 180 stk.) knyttet til vurderinger som er gjort i prosjektet. En rekke av spørsmålene er obligatoriske (mandatory), mens andre skal vurderes, avhengig av prosjekttype ol. Hvert av spørsmålene i manualen er satt opp som eksempelet som vises i figur 3. Her defineres spørsmålet og den vektete poengsummen som kan oppnås, avhengig av hvilken fase i anleggsprosjektet som gjennomgås (rad 2). Videre defineres det når spørsmålet skal utelates fra utredningen (rad 3) og forklaring på hvordan en skal tolke spørsmålet (rad 4). Det beskrives også hva som kreves av dokumentasjon for å kunne få godkjent poengene ved revisjon av prosjektet (rad 5). Hvert av disse spørsmålene gir da prosjektet en poengsum avhengig av hvordan temaet er blitt inkludert og ivaretatt i utformingen av prosjektet. Disse poengsummene skal da være vektet opp mot lokale forhold.

2.2.4 (M)	SUSTAINABILITY TRAINING	Client	Design	Construct
39 pts	Has there been a programme of training on environmental and social issues relevant to the project delivered at an appropriate level for those engaged in the project? if No, score 0. If Yes, score as indicated.	13	13	13
Scope-out Guidance	<i>None – Question is Mandatory.</i>			
Question Guidance	Project-specific environmental training should at a minimum cover the significant environmental impacts and opportunities identified (as covered by Question 2.1.3), as well as instructions on how to deal with them. It can also include the issues of Site Waste Management Plans, waste reduction, material resource efficiency, energy performance over the whole life of the completed works, and water consumption minimisation. These issues can be dealt with in a wide range of training sessions, including formal courses for project team members, sessions within project team meetings, or via site inductions and toolbox talks. Resources such as the CIRIA's Environmental good practice on site (C692, 2010) and its associated pocket book (C715, 2012) provide useful information to support site environmental management. Records of these should be available.			
Evidence Guidance	Evidence could include records of site inductions or toolbox talks, more-formal training workshops for the project, briefings or other training on specific issues for the project (such as on other holt construction or use of new equipment), plus workshops with the Client, Designer and project team members to review and establish environmental risk.			

Figur 3. Utdrag av spørsmålsoppsett fra manualen.

Gjennom hele prosessen vil en da kunne bidra til å øke poengsummen ved å tilpasse prosjektene til de forskjellige deltemaene. Dette utfordrer medarbeiderne på prosjektet til å strekke seg litt lenger i en bærekraftkontekst i forhold til det som er krevd gjennom det norske lovverket. Og jo flere spørsmål der en oppfyller dette kravet, jo flere poeng oppnår prosjektet. Det må gjennom hele prosessen samles bevis og dokumentasjon på at alle forhold rundt spørsmålene er ivaretatt slik at en uavhengig revisor (verifier) kan gjennomgå prosjektet og klassifisere prosjektet. På bakgrunn av poengsummen oppnår en da en utmerkelse som strekker seg fra "Bestått", "Godt", "Meget godt" til "Utmerket".

Utrederen vil være en del av prosjekt-teamet og arbeider etter prinsippet som vises i *figur 4*, der prosessen er delt opp i fire faser. Gjennom *identifiseringen* setter utrederen seg inn i prosjektet og definerer i samarbeid med den uavhengige revisoren hvilke spørsmål som er relevant for sertifiseringen. I *egenvurderingsfasen* jobber utrederen sammen med prosjektteamet for å utvikle prosjektet og innhente bevis og dokumentasjon på at spørsmålene er ivaretatt i prosjektet. I *verifiseringsprosessen* vil revisoren gjennomføre en befarings på prosjektet, få tilgang til de innsamlede dokumentene og vurdere kvaliteten på disse. Avhengig av tilbakemeldingene fra revisoren vil prosjektet få et resultat og utmerkelse etter *godkjenningsfasen*.

Prosessen i CEEQUAL sertifisering



Figur 4. Prosessen i en CEEQUAL sertifisering følger stegene identifisering, egenvurdering, verifiseringsprosess og godkjenning.

Hvorfor bruke CEEQUAL?

I likhet med BREEAM og andre miljøsertifiseringsverktøy fremhever tidligere prosjektteam en rekke fordeler ved å benytte CEEQUAL i anleggsprosjekter:

- **Nytenkning:** Det stimulerer til nytenkning i anleggsprosjekter som forbedrer løsningene og utvikler nye "best-practice" prinsipper til senere prosjekt. Prosjektet blir vurdert fra en ekstern part noe som stimulerer til forbedring
- **Omdømmebygging:** Viser at utbygger tar samfunnsansvaret alvorlig og fokuserer på løsninger som skal være til det beste for miljø og samfunn, noe som igjen gir godt rykte og god publisitet.
- **Økt lagånd:** Etersom CEEQUAL belønner prosjektteam som strekker seg litt lengre for å utvikle forbedrede løsninger, gir dette ofte et ekstra løft i å yte det lille ekstra for prosjektet, og videre en positiv lagånd for å nå dette målet.

- Kostnadsbesparelser: En rekke prosjekter har vist til besparelser i prosjektene. Ofte er dette i forbindelse med at uforutsette utfordringer blir oppdaget på et tidlig tidspunkt.
- Reduserer negative forhold: Ettersom CEEQUAL belyser problemområder på et tidlig tidspunkt i prosjektene reduserer dette negative forhold knyttet til blant annet klager fra interessegrupper og miljøhendelser.

Hvilke prosjekter passer for CEEQUAL?

Sertifiseringen er allerede brukt på et stort spenn av anleggsprosjekter i andre land. I dag er det gjennomført sertifisering av både veier, jernbane, flyplasser, vann og avløpsarbeider, overvannsystemer, vannkraftverk, vindkraftverk, vannverk, tunneler, broer etc. Blant annet ble hele anleggsprosessen knyttet til de olympiske områdene i London, Europas nest lengste ringvei (M25 rundt London) og alle jernbaneprosjekt i England sertifisert under CEEQUAL.

Utfordringer ved bruk av dette i Norge

Gjennom utarbeidelsen av CEEQUAL – international er det utarbeidet en manual som skal kunne tilpasses områder utenfor Storbritannia. All britisk lovgiving er fjernet fra manualen og verktøyet vil da bli tilpasses hver region, by eller prosjekt. Dette medfører at det må gjennomføres en vekting av alle spørsmålene før igangsettelse av utredningen. Dette er en prosess som involverer flere parter, fra offentlige myndigheter til interesseorganisasjoner, og kan virke krevende i en startfase. Det vil likevel bli enklere prosess etter hvert som verktøyet tas i bruk, og en får rutiner for dette.

Gjennom norsk lovgivning er det allerede tatt hensyn til en rekke momenter som det fokuseres på gjennom spørsmålene i manualen. Gjennom utredningen må det derfor gjøres noen tilnærminger i manualen slik at utredningen premierer de prosjekter som er utviklet under bærekraftige prinsipper, og ikke de som ikke strekker seg lengre enn det som settes som krav fra myndighetene.

Det er i dag flere aktører som er interessert i å ta i bruk miljøsertifiseringsverktøy i anleggsprosjekter. Likevel knyttes det en viss skepsis til hvordan dette vil påvirke prosjektene, prosjektteamene og om det er verd å bruke de ekstra ressursene som en slik utredning krever.

I likhet med andre miljøsertifiseringsverktøy innenfor andre bransjer forventes det at dette er utfordringer som er gjeldende i en startfase, men som vil løse seg etter hvert som metodikken blir mer etablert innenfor bransjen.

Avslutning

Den norske anleggsnæringen kan generelt være stolte over det arbeidet som blir gjennomført i prosjekter, og gjennom veiledere og standarder er vi godt på vei i å ivareta en bærekraftig utvikling i prosjektene våre. Likevel har vi på flere områder stort forbedringspotensial når det gjelder helhetlig fokus på både sosial-, økonomisk- og økologisk bærekraft.

CEEQUAL er et derfor solid verktøy som kan bidra til større fokus på bærekraftige prosjekter innen anleggsbransjen, og i likhet med andre ledende aktører, ønsker også Sweco å bidra til at dette blir utviklet og gjennomført i Norge. Vi i Sweco er opptatt av å ha økt fokus på bærekraft i alle prosjekter. Derfor har vi tatt stafettspinnen, og oppfordrer derfor alle aktører til å bli med i utviklingen av en mer bærekraftig anleggsbransje gjennom bruk av CEEQUAL.

Referanser

CEEQUAL 2014. Assessment manual for projects: International Edition. Version 5.

Eccles RG, Ioannou I. og Serafeim G. 2013. The Impact of Corporate Sustainability on Organizational Processes and Performance. Harvard business school. Working paper 12-035. 47 s

UN Global Compact and Accenture 2013. The UN global Compact – Accenture CEO study on sustainability 2013. 58 s.

TBM ERFARINGER FRA KARGI I TYRKIA**TBM, LESSONS LEARNED FROM KARGI, TURKEY**

Siv.ing Øystein Lilleland, Vice President Head of Technical & Engineering Management
Statkraft International

SAMMENDRAG

Kargi kraftverksprosjekt og erfaringer fra tunneldrift ble presentert på Fjellsprenningsdagen i 2012. På det tidspunkt var det drevet 1,2 km av 11,8 km med TBM. Det ble presentert en rekke oppstartsproblemer spesifikt knyttet til TBM-driften i utfordrende geologi. Som forventet fortsatte problemene i 2013, men gjennom konstruktiv samhandling med entreprenør greide prosjektet gjennomslag 6. juli i år, ca. 1 år etter opprinnelig plan. Artikkelen gir en gjennomgang av hendelser og oppsummerer erfaringene. TBM operasjonen utviklet seg negativt og i 2013 var prognosene nokså dystre. Det ble gjort en rekke tiltak med TBM, i tillegg til at 4 km ble drevet konvensjonelt. Konvensjonell drift sparte trolig 6-8 måneder på sluttdato. Konvensjonell drift var hovedalternativ for tilbudet, men TBM ble valgt ut fra alternativt tilbud fra en erfaren TBM entreprenør.

SUMMARY

Statkraft International has hydropower developments in 13 countries around the world and has within the last decade grown rapidly, becoming a substantial international hydropower Owner. Statkraft International is now a profitable business.

Kargi Hydropower Project in Turkey is part of a Turkish portfolio 100% owned by Statkraft. The power plant, with 11,5 km headrace tunnel (approximately 100 m²), was originally tendered as a drill & blast tunnel, but the Turkish contractor Gülermak won the bid with their Robbins double-shield TBM alternative, taking on more of the progress risks and avoiding long access and adit tunnels. The double shield TBM has had serious progress problems and drill & blast was a main mitigation measure, that by break through July 6th 2014 had completed 4 km from the upstream side (6-8 months of TBM operation). The drill & blast progressed very well and far better than comparable projects in Turkey. This is mainly due to successful implementation of Norwegian Tunneling Method (NTM) philosophies of making the tunneling cycles as effective as possible and utilising modern equipment and methods. However, this article focus on the lessons learned from the challenging TBM operations and the series of mitigation measures implemented that managed to avoid further delay than the 1 year compared to original milestone.

INNLEDNING

Kargi prosjektet i Tyrkia er en del av den Tyrkiske porteføljen til Statkraft International, og dette prosjektet startet i 2010. I 2012 holdt forfatter innlegg på Fjellsprenningsdagen som ga en relativt detaljert innsikt i prosjektet, blant annet teknisk konsept gjennomføringsstrategi, opphandling og erfaringer fra tunneldrift med TBM. I denne artikkelen vil ikke dette gjentas, men erfaringene («lessons learned») i 2012 og historien videre fram mot gjennomslag juli 2014 vil bli diskutert.



Figur 1 Statkraft Internasjonal sine vannkraftaktiviteter, aktuelle prosjekter

Virksomheten strekker seg over 13 land globalt, og i porteføljen er det nå en samlet produksjon, operativ og under bygging, på rundt 10 TWh (6 TWh 100 % andel). Det er en vedtatt strategi å vokse videre. Statkrafts internasjonale virksomhet representerer nå en størrelse som tilsvarer nummer 2 i Norge, målt i produksjon.

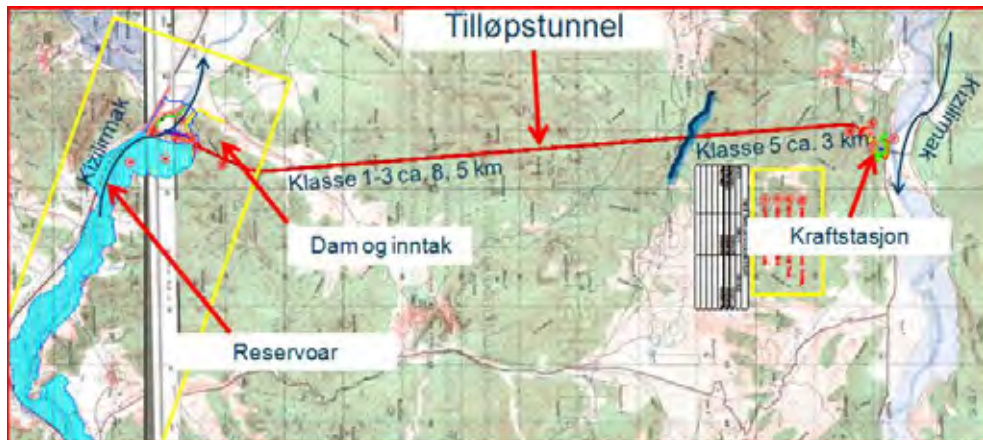
I 2014 ble prosjektaktiviteten i SN Power integrert i Statkraft Internasjonal, og «Projects and Construction» ble opprettet for å bistå i utvikling og ha ansvar for alle byggeprosjekter innen vannkraft internasjonalt.

Kargi HEPP (102 MW) i Kizilirmak, Tyrkias lengste elv er nå under ferdigstilling forventet å produsere fra mars 2015.

BESKRIVELSE AV KRAFTVERKET

Foto 1 Kargi, kraftstasjonsområde 2014

Installasjoner/tekniske data	Beskrivelse	Størrelser
Driftsdata/hydrologi	Magasin ca.15 timer full produksjon Maks driftsvannføring Midlere årlig produksjon	8 mill m ³ 167 m ³ /s 470 GWh
Damtype	Løsmassefundamentert jordfyllingsdam med frontal tettesone (impermeabel duk).	Lengde 500 m Høyde 13,5 m
Flomløpskonstruksjon	Betong kanal, fundamentert på fjell	Segmentluker 7stk, b/h = 10m/8 m Fisketrapp og minstevannsføringsluke
Tilløpstunnel	11,8 km, 7,8 km betongutstøpt (TBM) 4 km sprut og bolt (konvensjonelt)	TBM diameter 9,8 m Ferdig segment linet: 8,7 m D&B tverrsnitt: 105 m ²
Kraftstasjon	I dagen, med utløp til nedstrøms reservoar (Boyabat)	
Turbiner	2x 51 MW Francis	102 MW
Transmisjonslinje	154 kV	13,7 km
Utbyggingskostnad		250 MEUR



Figur 2 Layout anleggsområde



Foto 2 Kargi, inntaksområde, dam og flomløp

PROSJEKTSTATUS

Prosjektet hadde investeringsbeslutning i Statkraft i november 2010. Kontrakt ble endelig signert 14. Januar 2011, og igangsetting av arbeidet startet samme måned. Prosjektet var opprinnelig planlagt ferdigstilt 1. kvartal 2014. Ferdigstillelse er nå satt til mars 2015, 11 måneder forsinket. *Dette er en måned senere enn prognosen presentert på Fjellsprengningsdagen 2012.*

Forsinkelsen skyldes, som i 2012, ene og alene TBM framdriftsproblemer.

Konsekvensen av forsinkelsen er en sesong med tapt inntekt, men budsjettet har hatt tilstrekkelig risikallokering for geologirisiko om enn ikke tapte inntekter.

Kraftstasjonen står nå ferdig med alt elektromekanisk utstyr. Stålforing av tunnel er den siste kritiske aktivitet og som går etter plan. Ferdigstilling av inntakskonstruksjon og støping av bunnsåle i tunnel pågår.

Utover høsten 2011 gikk arbeidene relativt greit, og det var skapt en god samarbeidsplattform med entreprenør i innledende faser og gjennom løsninger på diverse oppstartsproblemer sommer 2011. Men det viste seg etter hvert at TBM ikke ville være klar til oppstart etter plan 1. desember 2011. Det ble problemer med TBM-leveransen, og en av grunnene til forsinkelsene var at det hadde blitt uventede tollklareringsproblemer for utstyret. Entreprenøren mente de hadde klarert alt i avtaler med tollvesenet, men det viste seg at de etter hvert ble store problemer og på det meste var det 46 trailere med TBM deler som ventet på tollklarering. I tillegg var det nok også betydelig forsinkelse på en del av leveransene fra Robbins, samt at sentrale deler (pinions var for trange) måtte re-maskineres i Tyrkia før oppstart.

Start montasje av TBM på anlegget startet desember 2011, og TBM ble klar for boring 12. Mars 2012, 3,5 måneder etter kontraktens milepel.



Foto 3 TBM under sluttmontasje

Entreprenør mente fremdeles de skulle holde framdrift, og la fram en forseringsplan med daglig framdrift på 20 m i dårlig fjell og 25 m i godt fjell.

Den første måneden gikk det sakte, med bare vel 3 meter pr dag i gjennomsnitt. Så i april, før hele maskinen hadde kommet inn i tunnelen, kjørte TBM seg fast, og en by-pass ble laget ved hånddrift for å komme fram til skjoldet. Dette tok 6 uker.



Foto 4 TBM på vei inn i tunnelen

Etter dette var det åpenbart at forsinkelser ikke ville være til å unngå uten mitigerende tiltak og da foreslår entreprenør å drive konvensjonelt fra oppstrøms side. Underentreprenør ble engasjert og mobilisert i løpet av 4 uker, og drift kom i gang i slutten av juli 2012.

Ovenstående var status som også ble gitt på Fjellsprenningsdagen i 2012.

Etter dette tidspunktet oppsto en serie med problemer av alvorlig karakter, gjengitt i tabellen under:

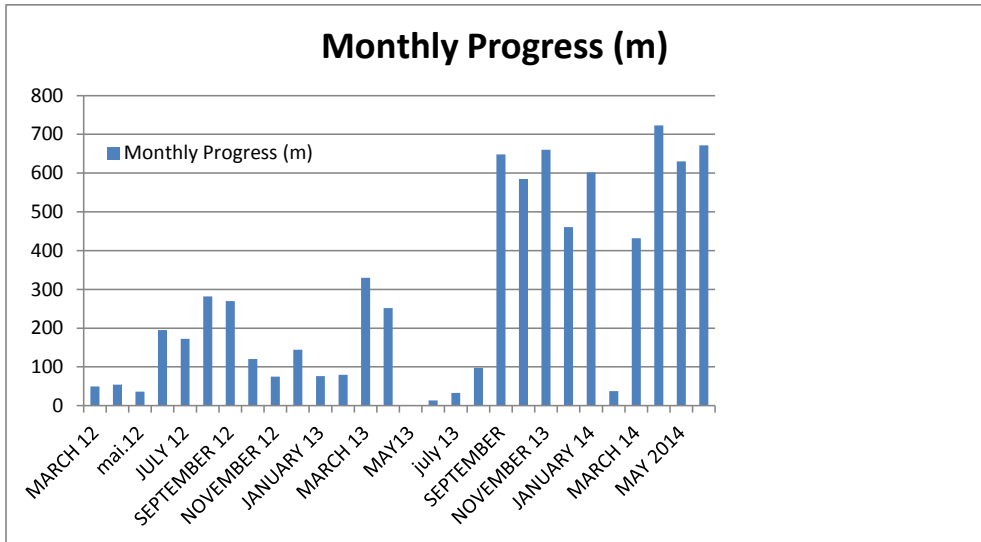
Hendelse	Beskrivelse	Når	Stans uker	Tiltak
Start TBM drift		12. Mars 2012	14	
Oppstartsproblemer	Sen Inndrift (læringskurve). Undervurdering av geologiutfordringer. Manglende fokus på prøveboring			
Fastkjøring 1	Borhode fastkjørt, ras på stuff.	11. Mars 2012	6	Manuell bypass og rensk foran borhode
Smøreoljelekkasje fra hoved pakning.	Fabrikasjons/ installasjonsfeil Robbins Seattle	30 juni 2012	2	Byttet pakning
Fastkjøring 2	Ras foran borhode	23. August 2012	1	Foam injeksjon, ikke bypass
Fastkjøring 3	Squeezing	29. September	1	Små «Hånd»utgravinger

				over/rundt skjoldet løsnet presset og tillot videre drift
Fastkjøring 4- to omganger	Ras på stuff og fastkjøring av borhode	15. oktober 2012	5	Bypass tunneler fra hver side av skjold, rensk foran borhode. Mislykket første forsøk. Ny utgraving i tillegg til foam injeksjon
Fastkjøring 5	Squeezing	11. Desember 2012	2	Bypass tunneler og utgraving for å lette press rundt skjoldet
Fastkjøring 6	Squeezing	2. Januar 2013	2,5	Bypass tunneler og utgravinger rundt skjoldet
Fastkjøring 7	Ras på stuff	10. Februar 2013	3,5	Bypass tunneler og rensk av stuff
Fastkjøring 8	Ustabil stuff/ras og	19. April 2013	7	Bypass tunneler og rensk av stuff
Sen framdrift etter ny oppstart	Forinjeksjon og diverse problemer			Sen framdrift
Pakningsskifte Hydraulisk system	Utslitte pakninger	16. Juli	4	Skifte av pakning. Spekulert i fabrikkasjonsfeil og leir/silt partikkel inngang dom bidro til tidlig slitasje
Hovedlager	Slitasje på hovedlager registrert, fare for behov bytte	5 februar 2014	5	Borhode demontert fra maskin, skader inspisert og kunne repareres ved sliping. Ikke nødvendig å bytte

Figur 3 Oversikt TBM stanser

Samlet viser rene stanser og forsinket oppstart til sammen 53 uker stillstand

I følgende kurver ser man avleste data og framdrifter for TBM.



Figur 4 Månedlig framdrift TBM

I tillegg til rene stans på totalt 53 uker er det også lav framdrift, før og etter stansene. Samlet har TBM vært i operativ drift ca. halvparten av tiden.

TBM operasjonen ga tidlig indikasjon om en rekke fundamentale problemer som måtte håndteres. Entreprenøren sammen med leverandør av TBM hadde presentert TBM som alternativ til Statkrafts hovedløsning med konvensjonell drift¹. Det ble da presentert at en løsning med dobbeltskjold og ulike installasjoner basert på tolkning av geologien. Når man får store problemer med inndrift, vil alltid geologien komme på bordet som en uforutsett faktor. Dette var også tilfellet i Kargi.

Etter innledende problemer i 2012, ble det tidlig enighet om å starte konvensjonell drift fra oppstrøms side. Det ble til slutt drevet i alt 4 km konvensjonelt der man lyktes med implementering av «Norsk» drivemetodikk, med overgang fra topp-bunnstolldrift, V-kutt 2,5 m salver og ineffektiv/lavkvalitets bergsikring til «fulle face» parallell-kutt, 5 meter salver og god kvalitativ bergsikring basert på samarbeid på stuff.

Etter «fastkjøring» i november/desember 2012, ble det i utfordrende møter med entreprenør og Robbins ble bedt om videre mulige tiltak basert på ulike årsakssammenhenger. At geologien var vanskelig og hovedårsaken til problemene var naturlig nok entreprenørens hovedforklaring. Vår forståelse var vel heller at entreprenør undervurderte geologisk rapport og hadde utstyrt TBM for dårlig (blant annet mangelfullt injeksjons- og prøveboringsutstyr), og drev med for høy operasjonell risiko.

Det måtte åpenbart gjennomføres ytterligere tiltak. Alle problemene medførte uakseptabel stor risiko for en totalt uavklart sluttdato/forsinkelse. Med et vanskelig klima der entreprenør taper penger er det vanskelig å «kjøre» kontrakt. Entreprenøren stritter imot store investeringer i prosjektet som leverer røde tall og man er i reell risiko for at det ender i rettsinstanser, i vårt

¹ Omhandlet i artikkel for Fjellsprengningsdagen 2012

tilfelle London. Det ville garantert gitt en uavklart framdriftssituasjon og vi valgte å gå inn i en forhandling om å skyve mulktbelagte milepæler mot en serie relativt kostbare tiltak.

Etter sen oppstart og dårlig framdrift/fastkjøring, juni 2012:

- Ledelsesmøte med Gülermak og Robbins på anlegget. Entreprenør klager på geologien. Eier klager på at Entreprenør i for liten grad tar prøveboring og analyserer resultater og tar for høy operasjonell risiko. Spørsmål om man «leser» riktig og opererer maskinen riktig, gitt geologien. Robbins bedt om å forklare hvordan håndtere forholdene og foreslå ulike tiltak for å unngå fastkjøring. *Enighet om igangsetting av konvensjonell drift fra oppstrøms side for å øke gjennomsnittlig framdrift.*
- Nytt ledermøte desember 2012. Meget bekymringsfull framdrift og flere fastkjøringer og problemer. Bekymringer fra første møte tatt opp på ny og krav til at entreprenør lanserte tiltak. Blant annet ble det påpekt at presenterte konsepter i tilbudsfasen enten ikke var implementert eller var inadekvat. Vår tilnærming ble å forhandle oss frem til en rekke tiltak fra entreprenøren i bytte mot utsettelse av mulktmilepæler:

TBM:

- Installering av smøresystem for skjoldet. Dette gir betydelig reduksjon av friksjon (målt til opp mot 70 % reduksjon i friksjonskrefter) og vil lette potensielle squeezing situasjoner
- Forbedret prøveboringsutstyr, for å kunne operere med og uten vann, i tillegg til mer inngående analyse av prøveboringsdata
- Øke torsjonskrefter borhode
- Øke drivkraft/trykk på borhode
- Installasjon av bedre forinjeksjonsutstyr (eksisterende rigg ikke i stand til kompetent forinjeksjon)
- Installasjon av kuttere for overboring (overcut)

Konvensjonell drift:

- Krav om å få inn ny moderne tunnelrigg med bedre kapasitet (tre-armet)
- Ny sprutrobot
- Økt ventilasjonskapasitet, konvensjonell tunnel
- Generelt økt laste- og transportkapasitet konvensjonelltunnel

For TBM tok de ulike installasjonene tid, da dette ikke er hylleware men måtte fabrikkeres spesifikt. Under dette halvåret møtte kjørte TBMen seg fast flere ganger, men i slutten av mai var alt utstyr på plass og i bruk etter flere delinstallasjoner. Siste installasjon var forinjeksjonsutstyret og dette ble tatt i bruk fra juni 2013. Med unntak av overcut ble alle disse tiltakene gjennomført i løpet av første halvår 2013. For konvensjonell del så vi umiddelbart resultater og økte gjennomsnittlig framdrift veldig raskt.

I oppfølgingsmøte mars 2013 ble protokoll undertegnet og ble det avtalt en ny sluttmilepæl september 2014, 9 måneder senere enn opprinnelig mulktbelagt ferdigstillelse.

En fastkjøring til kom i mai 2013, etter undertegnet protokoll. Denne fastkjøringen kom før endelig installasjon av nytt injeksjonssystem, og dette ble tatt i bruk i juni og delvis i juli.

Som man kan se av kurvene, var det dårlig framdrift gjennom sommeren 2013, og dette skyldtes delvis maskinelle problemer og ny utskifting av hydraulisk pakning. Det ble

imidlertid klart at forutsetningene fra protokollen var utfordret og dette ledet til nye møter med entreprenør. Igjen var de geologiske forholdene gjennomgående tema. Etter oppstart i august 2013 ble imidlertid framdriften mye mer pålitelig og vi oppnådde 500+ meter i måneden. Likevel var det klart at det ikke syntes å være mulig å oppnå en ferdigstilling til september 2014 på grunn av alle problemene sommeren 2013, og vi satte oss derfor ned sammen med entreprenøren i desember for en ny krevende dialog.

Et moment som ble vesentlig var overgangen til bedre geologi og planlagt skifte fra betongutforing til sprut og bolt (etter ca. 4 km TBM drift). Dette ville kreve en stans på 3-6 uker og remobilisering for endret logistikk. På basis av erfaringene så prosjektet dette som en risiko, siden det ville kreve en ny læringskurve med en ny metodikk selv om maskinen er den samme. Vi var også nokså usikre på hvor vidt remobiliseringen til sprut og bolt var godt planlagt. Vi valgte derfor å ta en del mer kostnader på å fortsette med betonglining ut resten av TBM driften. Dette ble basert på en risikovurdering som konkluderte med at nytt sikringsopplegg, inklusive stans ikke ville øke framdrift men snarere bidra til høy risiko for andre problemer og en ny «læringskurve». Siden de siste månedene hadde hatt meget god framdrift med betonglining, så vi at dette ville gi betydelig mer komfort for forventet framdrift. I tillegg ville det være enklere å håndtere med hensyn til klassifisering og bestemmelse av bergsikring, som ville vært en risiko i forhold til at dette skjer i et lite tidsvindu under driving.

I møtene i desember ble det derfor avtalt ny ferdigstilling for prosjektet februar 2015. I forhold til opprinnelig milepæl blir dette 14 måneder forsinkelse, og 11 måneder i forhold til vår egen plan om start operasjonell drift av kraftverket.

I februar 2014 ble det meldt om hovedlagerproblemer. Dette er noe av det mest kritiske som kan skje på en TBM, og i tilfelle bytte måtte man drive tunnel forbi maskinen for å kunne komme til med nytt hovedlager. Heldigvis kunne man reparere skadene og det tok 5 uker. Siden framdriften ellers var god, ble dette ordnet innenfor ny avtalt milepæl for ferdigstilling av tunnel.

Etter alle installasjoner ble gjort i løpet av første halvår 2013, erfarte vi ingen fastkjøring før gjennomslag 8. juli i år. Framdriftsproblemene etter denne tid var mekaniske og knyttet til forsiktig framdrift over problematiske geologiske soner.

Etter gjennomslag startet demontasje av TBM, som ble transportert ut av tunnel i deler oppstrøms i konvensjonell tunnel. Denne operasjonen gikk som planlagt innenfor 2 måneder.

Prosjektet er nå i henhold til revidert plan og gjenstående arbeider hovedsakelig ferdigstilling av stålforing og støping av bunnsåle i konvensjonell tunnel.

Konvensjonell tunnel ble drevet 4 km med ukentlig gjennomsnittlig framdrift etter 2013 på ca. 50 m. Det ble drevet 4 km konvensjonell tunnel som etter alt å dømme har spart oss for ytterligere 8 måneder forsinkelse.



Demontering av TBM



Store dimensjoner; svingebasseng og vertikal sjakt til tilløpstunnel

ERFARINGER/ «LESSONS LEARNED»

Konklusjonen som ble forelagt denne konferansen i 2012 står seg fortsatt:

Opprinnelig tilbudsbasis med konvensjonell drift ville trolig vært riktig, siden vi ser at vi fikk til gjennomføringsstrategi med moderne «norsk» metodikk for tunneldrift og økte denne effektiviteten betraktelig i forhold til det normale i Tyrkia. Samtidig er det klart at TBM er svært lite fleksibel når det oppstår problemer, og en enkelt stans kan ta mange uker. Det er ikke bare «squeezing»/fastkjøring som leder til stans, men også mekaniske utfordringer som kan oppstå, grunnet vedlikehold, fabrikasjon etc. Dette er ikke noe nytt, men det viser at man må ha en detaljert oversikt og kontroll over «nitty gritty» siden små feil kan ha store konsekvenser.

Når dette er sagt, er det også selvsagt en del læringspunkter fra TBM operasjonene som vi ser antakelig kunne spare oss for mye av forsinkelsene:

- Tett oppfølging av fabrikasjon og ekspertkompetanse involvert for å verifisere og sørge for at konseptvalg til entreprenør blir lagt inn i fabrikasjonen. Det viste seg at entreprenøren tok for «lett» på forinjeksjon/prøveboringsutstyr, hvilket vi hadde lagt stor vekt på gjennom kontraheringsfasen. Utstyret var der, men det var ikke av god standard.
- Entreprenør stilte med lang erfaring fra TBM, men mest fra Earth Pressure Balance (EPB) og ikke dobbeltkjold. Selv om Robbins stilte med personell i oppstart, tok det lang tid før de opererte maskinen riktig i rådende geologi.
- Sørge for at entreprenøren tar prøveboring svært alvorlig, og at data blir nøye analysert før man driver videre. Det var tydelig lettvinnt omgang med dette i starten og det tok lang tid og flere fastkjøringer før man begynte å lære.
- Som følge av de tre første punkter; sørge for at man på prosjekteierside er bemannet med mye kompetanse for TBM, slik at man kan ta nødvendige grep som å stanse TBM når det synes uforsvarlig (manglende forinjeksjon etc.). Når det oppstår problemer må man kunne like mye som entreprenøren og konfrontere/diskutere. I Kargi hadde vi etter kort tid både TBM og geologisk kompetanse som overgikk entreprenørens.
- Dersom TBM skal både gjøre betonglining og konvensjonell bergsikring er det vesentlig å få full forståelse for maskinens arkitektur. Dersom ikke dette er nøye gjennomtenkt er det stor sjanse for at maskinen ikke er brukbar til dette. Man må sørge for mulighet for å kartlegge fjellet (inspeksjonsmuligheter), man må sette bolte og spruterigg på en måte som gjør det praktisk i forhold til varierende sikringsbehov. TBM i Kargi var ikke godt nok designet for varierende, systematisk konvensjonell sikring, kun for spredt bolting og usystematisk spruting.
- Ikke stol på at entreprenøren evaluerer risiko for geologi og gjennomfører nødvendige analyser for valg og arkitektur av TBM. Dette må «hamres» inn, og det bør kreves inngående risikoanalyser som grunnlag for hvilket TBM konsept man velger. Selv om de sitter med en betydelig risiko og ansvar, sitter prosjekteier igjen med stor risiko når forsinkelser oppstår. Dette bør være en klar felles interesse hos partene.
- God erfaring med planlegging av fabrikasjon betongsegmenter. Det kom i gang i god nok tid, og vi planla også riktig i forhold til reserve når man bestemte seg for å drive videre med betonglining. Dette ble ikke begrensende faktor, selv om produksjon+herding er en betydelig tidsdriver.

En overordnet erfaring er at vi greidde å bygge god relasjon med entreprenøren og var tidlig enige om fellesmålsetning på tid. Kontrakten blir ikke noe godt instrument for å løse så store problemer man fikk på TBM driften siden man er i en situasjon der kontrakten fort ville kunne gå i retning av rettslig tvist. Det som ganske sikkert ville skjedd er at man ikke hadde fått implementert nødvendig utstyr og implementert tiltak i en tvistesituasjon med ren «kjøring» av kontrakt. Man hadde vunnet i retten, men Statkraft hadde ikke hatt et kraftverk i drift i Tyrkia i 2015. Det mest sannsynlige er at TBM hadde stått fast i fjellet og begge parter advokater hadde forberedt seg for rettsvist i London.

SPORVEIENPROSJEKTET LØRENBANEN OG LØREN T-BANESTASJON – STATUS FJELLSPRENGNING**The Sporveien project Lørenbanen and Løren metro station – status tunnelling**

Sivilingeniør Morten Hovelsen, Ingeniørgeolog, GeoRock AS.

SAMMENDRAG

Sporveien bygger Lørenbanen – en ny T-banestrekning fra Grorudbanen, mellom Hasle og Økern, til Ringbanen ved Sinsen. Det meste av strekningen bygges i berg, og det bygges i tillegg en ny underjordisk T-banestasjon på Løren. På den måten vil Sporveien kunne tilby de reisende i Oslo Øst et langt bedre kollektivtilbud. Lørenbanen er planlagt åpnet våren 2016. Foredraget går gjennom prosjektets opphav og innhold, samt deler av gjennomføringen, så langt, med fokus på fjellarbeidene.

SUMMARY

Sporveien is building Lørenbanen - a new Metro route from Grorudbanen, between Hasle and Økern, and the Ringbanen by Sinsen. Most of the route is being built underground, and in addition there will be built a new underground Metro station at Løren. This way Sporveien can offer the travelers in Oslo East a far better public transport. Lørenbanen is scheduled to open in the spring of 2016. This lecture goes through the projects origin and content, as well as parts of the implementation, so far, focused on the tunnelling works.



Figur 1 Oversiktstegning Lørenbanen

INNLEDNING

Fordeler nye Lørenbanen vil gi reisende:

- Frigjøre kapasitet i sentrumstunnelen mellom Tøyen og Majorstua som vil gjøre det mulig å kjøre flere avganger i timen fra de østlige bydelene.
- Gi Grorudbanens trafikanter kortere reisetid til stasjoner langs T-baneringen (Ringbanen).
- Gi Løren-området generelt et bedre kollektivtilbud.

Nye Løren stasjon vil også være med å løfte byutviklingen på Løren, da de nye boligområdene vil kunne knyttes til T-banen.



Figur 2 Nye Løren bydel

En del av Oslopakke 3

Lørenbaneprojektet inkluderer også oppgradering av Romsås, Stovner og Vestli T-banestasjoner og er i sin helhet en del av Oslopakke 3. Oslopakke 3 er en overordnet plan for samferdsel til 89 milliarder kroner i Oslo og Akershus. Planen omfatter vei- og kollektivtransporttiltak i perioden 2008-2032. Oslopakke 3 er sannsynligvis Norges største samferdselsatsning noensinne og er sist behandlet i Nasjonal transportplan 2014-2023 (Wikipedia, 2014).

Samlet vil Lørenbaneprojektet også øke attraktiviteten for Grorudbanen ved oppgradering av stasjoner og bedring av driftssikkerheten ved fornyelse av likerettere, utbedring av spor og etablering av et nytt overkjøringsspor.

4.3.4 Lørenbanen inkl oppgradering av Romsås, Stovner og Vestli

Bygging av Lørenbanen (tidligere kalt Lørensvingen/Haslesvingen) med stasjon på Løren vil knytte et viktig byutviklingsområde til T-banenettet og gjøre det mulig å kjøre tog direkte fra Grorudbanen ut på Ringbanen. Prosjektet muliggjør doubling av frekvensen på Østensjøbanen uten økt belastning av fellestunnelen. Det foreligger vedtatt reguleringsplan, konsekvensutredning (KU) og KS2 er forventet gjennomført våren 2012. Byggestart planlegges i 2013 med sikte på åpning av hele prosjektet i 2016.

Prosjektet omfatter også oppgradering av de tre gjenværende stasjonene på Grorudbanen som ikke er oppgradert. Dette er de tre innendørsstasjonene Romsås, Stovner og Vestli. I tillegg vil det bli utført andre nødvendige tiltak på Grorudbanen i perioden hvor banen likevel er stengt som følge av anleggsarbeid på Lørenbanen. Tiltaket er beregnet å være samfunnsøkonomisk lønnsomt. Netto nytte pr budsjettkrone ble beregnet til +1 ut fra gamle kostnadstall. Antatt at prosjektet vil være samfunnsøkonomisk lønnsomt også ut fra oppdaterte kostnadsanslag.

Figur 3 *Utdrag fra Oslopakke 3*

Økonomi

Lørenbaneprojektet er et prioritert prosjekt i Oslopakke 3 og det drives etter et «Design to Cost»-prinsipp. Det vil si at prosjektet har 1.535 millioner 2013-kroner som det skal utnytte med en aktiv bruk av en kutt- og plussliste. Prosjektet har foreløpig ikke måtte benytte seg av kuttlisten. Lørenbaneprojektet omfatter 9 entrepriser med oppstart i 2013, og 7 med oppstart i 2014.

Milepæler, øverste nivå:

1.6.2013	Byggestart hovedprosjekt	(overholdt)
24.6.2013 – 23.9.2013	Stengt Grorudbane	(overholdt)
26.6.2014 – 22.3.2015	Stengt Ringbane, Sinsen – Carl Berners plass	
1.4.2016	Offisiell åpning av Lørenbanen	

Byggherren

Da konsesjonen til de private selskapene Kristiania Sporveisselskab (som etablerte Hesteporveien i 1875, senere kalt Grøntrikken) og Kristiana Elektriske Sporvei (som etablerte Blåtrikken i 1894) opphørte i 1924, ble det kommunale A/S Kristiania Sporveier opprettet. Selskapet endret navn til A/S Oslo Sporveier fra 1. januar 1925 da hovedstaden tok tilbake sitt gamle navn. I 1991 ble også A/S Holmenkollbanen (etablert i 1898) overtatt av Oslo Sporveier. Oslo Sporveier var kommunens driftsselskap for all kollektivtrafikk. Etter omorganisering i 2006 skiftet AS Oslo Sporveier navn til Kollektivtransportproduksjon AS (KTPAS), mens det ble opprettet et nytt administrasjonsselskap for kollektivtrafikken, som overtok navnet AS Oslo Sporveier. Administrasjonsselskapet skiftet 1. januar 2008 navn til Ruter. Kollektivtransportproduksjon AS endret i mai 2013 navn til Sporveien Oslo AS (Wikipedia, 2014).



Figur 4 Sporveiens utvikling

Oslo kommune, ved samferdselsetaten, har vanligvis leid kompetanse på byggeledelse av tunnelprosjekter av utbyggere med større tunnelbyggerfaring, f.eks. hadde Statens vegvesen flere personer i byggeledelsen under Ringbaneprojektet, men på Lørenbanen styrer Sporveien skuta og vil etter dette prosjektet stå godt rustet til å håndtere nye tunnelprosjekter som ligger i støpeskjeen.

T-banenettet

T-banenettet er under kontinuerlig utvikling, både i forhold til tilbud og til nummer og navn på linjene. Banene har opprinnelig navn enten etter områdene de trafikkerer eller endestasjonen, og de springer ut fra sentrum. I noen tilfeller har banene fått nye navn i takt med utbygging til nye endestasjoner, mens noen baner har beholdt det opprinnelige navnet. Fortsatt er det banenavnene som brukes i kommersiell sammenheng, for eksempel «Utbygging av Østensjøbanen» som har endestasjon på Mortensrud. Ringbanen er i så henseende en utfordring da den i utgangspunktet ikke har en endestasjon. Det veksles fortsatt mellom å bruke Ringen, Ringbanen, Centrumsbanen og T-baneringen. Forfatteren har valgt å lande på Ringbanen i dette foredraget, men bruker Centrumstunnelen i angivelse av tunnelstrekningen mellom Carl Berner Plass og Sinsen. Videre er navnet T-bane ifølge Ruter

foreldet, og selskapet uttalte våren 2010 at det planlegger å erstatte det med betegnelsen «Metro», «i tråd med hva som er den internasjonale betegnelsen». Selskapet har allerede begynt å fase inn det nye navnet. Dagens rutenett er nær identisk med anbefalingene fra «Metronettets rutemodell og vognpark 2012-2020» fra 2010, som blant annet også har anbefalt at linjene får nummer M1, M2, M3 osv. (Wikipedia, 2014). I skrivende stund er det følgende rutenett som tilbys (banenavnene i parentes forfatterens tolkning av hvilket navn som er mest vanlig):

Linje 1 Frognerseteren – Ellingsrudåsen (Holmenkollbanen og Furusetbanen)

Linje 2 Kolsås – Ellingsrudåsen (Kolsåsbanen og Furusetbanen)

Linje 3 Sinsen – Mortensrud (Ringbanen og Østensjøbanen)

Linje 4 Sinsen – Bergkrystallen (Ringbanen og Lambertseterbanen)

Linje 5 Østerås – Vestli (Østeråsbanen og Grorudbanen)

Linje 6 Sognsvann – Tøyen (Sognsvannbanen og Ringbanen)



Figur 5 Linjekart i anleggsfasen – Lørenbanen markert med grå linje mellom Sinsen og Hasle/Økern

BESKRIVELSE AV LØRENBANEN



Figur 6 Lørenbanen – her integrert i banenettet med egen stasjon.

Omfang

Lørenbanens totale lengde er 1600 meter hvorav;

- Ca. 1220 meter i bergtunnel
- Ca. 220 meter i betongkulvert
- Ca. 200 meter er en dagsone

I tillegg skal Grorudbanens under- og overbygning oppgraderes over en lengde på ca. 500 meter (mellom Økern og Hasle). Grorudbanens spor splittes/sideforskyves til hver side for å gi plass til Lørensbanens sportrase i mellom.

Nye Løren stasjon har en underjordisk stasjonshall i berg med en lengde på 120 meter. Stasjonshallen vil ligge 26 meter under bakken, og ha to atkomster opp til terrengnivå. Stasjonsatkomstene er prosjektert i samråd med Selvaag da atkomstene er integrert i Selvaags sine boligbygg over stasjonshallen. I tilknytning til stasjonens sekundæratkomst skal det også etableres en overgangsbru over Alnabanen.

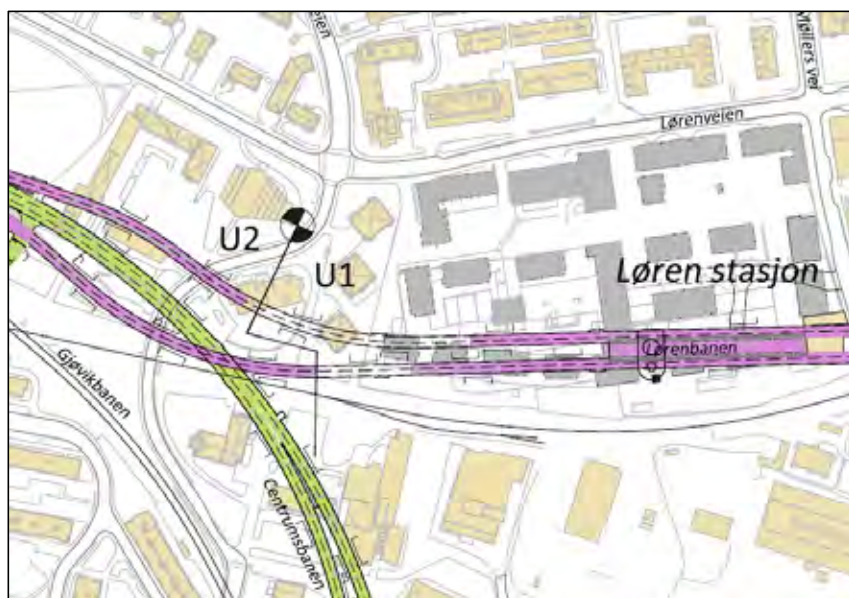
Prosjektet er pålagt, gjennom reguleringsplanen, å tilrettelegge for en fremtidig åpning av Hovinbekken som nå går gjennom området i rør under bakken.



Figur 7 Teglverkstomt – illustrasjon av Hovinbekken åpnet

Tunneltrasé

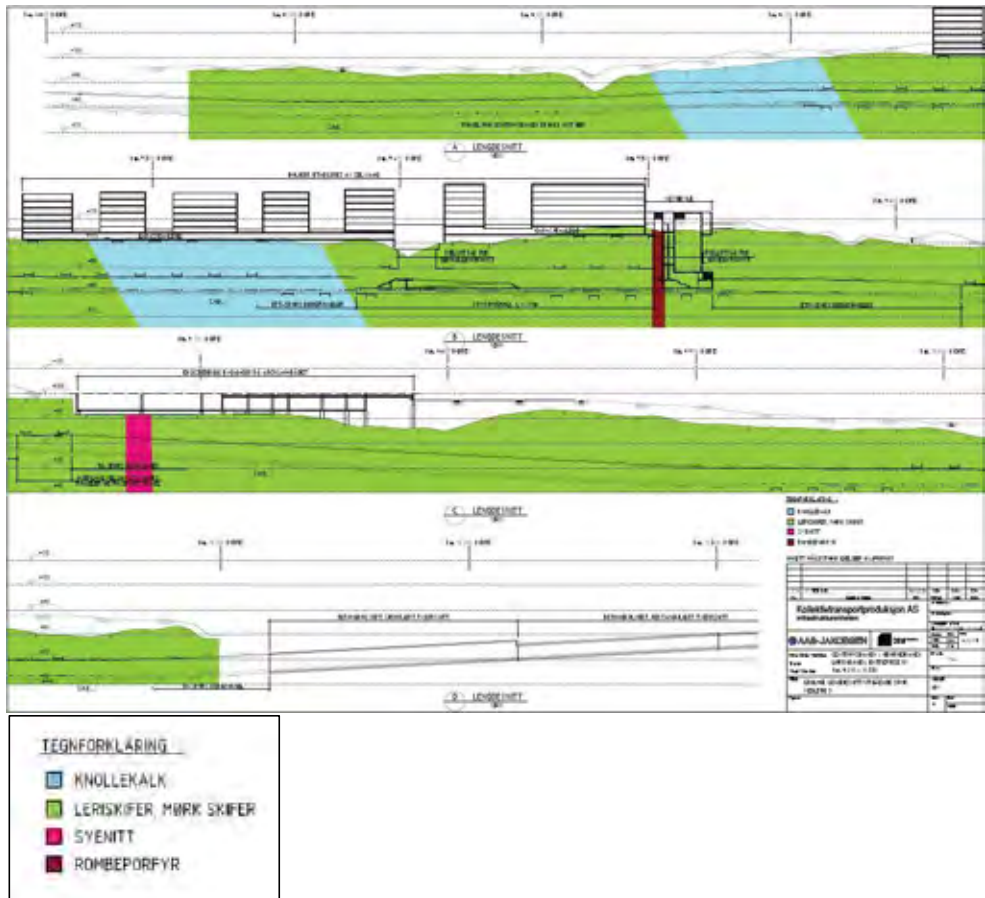
Fra Økern stasjon mot sentrum, og etter at Grorudbanen krysser under Ring 3 i en betongkultvert som blir forlenget på dette prosjektet, blir sporene sideforskøvet for å gi plass til Lørenbanen mellom sporene. Begge sporene på Lørenbanen dukker ned under bakken i en ny 70 meter lang åpen betongkultvert og dreier av mot nordvest i en ny 128 meter tospors betongkultvert med flat heng, og videre i en ny 93 meter tospors betongkultvert med buet heng. Selve bergtunnelen starter ved det SV hjørnet av Bilia, og går først 470 meter som en tospors tunnel, så 150 meter i to enkeltspørtunneler før Løren stasjon, som med hovedadkomsten er 150 meter lang og 22 meter bred. Selve stasjonshallarealet er 120 meter lang og 22 meter bredt. Etter Løren stasjon fortsetter banen som to enkeltspørtunneler i 430 meter og kobles til Ringbanen ca. 350 meter sør for Sinsen stasjon. Utgående spor krysser over Ringbanen på veien dit for å ende på riktig side.



Figur 8 Status tunneldrift pr. 3. november 2014

Mesteparten av bergtunnelen (entreprise U1) drives fra en adkomsttunnel ved det gamle Arcus-området og videre derfra i begge retninger. Resterende del av bergtunnelen (entreprise U2) drives fra en eksisterende adkomsttunnel ved Båhusveien. Denne adkomsttunnelen ble etablert for å bygge siste del av Ringbanen (åpnet 2006).

Tunnelene har bergoverdekning mellom 7 og 20 meter, bortsett i et område ved Sinsenvien hvor bergoverdekningen er ca. 3 meter. Store deler av tunneltraseen har bergoverdekning mellom 10 og 15 meter.



Figur 9 Geologisk lengdesnitt Lørenbanen(K. Boge, 2013)

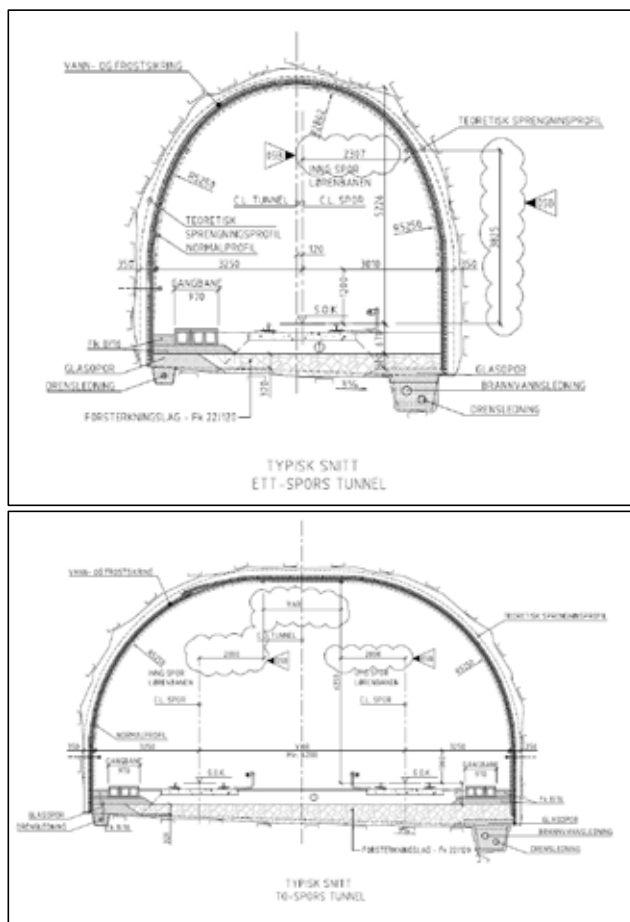
Prosjektbeskrivelse U1 og U2

To underbygningsentrepriser, U1 og U2.

Hovedelementer fjellarbeid, U1:

- 102 m adkomsttunnel (60 m²)
- 470 m dobbeltspørtunnel (73 – 120 m²)
- 590 m enkeltspørtunnel (40 m²)

- 120 m fjellhall, bredde 22 m (190 m²)
- 32 m rømningsveg/fordrøyningsbasseng, høyde 10 m, bredde 7,2 m
- 1 stk hovedadkomst (sjakt, lengde(l) x bredde(b) x dybde(d) = 28x22x(var.)4-26 m)
- 1 stk sekundæradkomst (sjakt, lxbxd = 10x22x(var.)5-10 m)
- 1 stk rømnings sjakt (lxbxd = 10,8x3,4x(var.)12-18 m)
- 1 stk profilboret ventilasjonssjakt (lengde 17 m, diameter 2,13 m)
- 12.320 m² vann- og frostsikring (PE-skum brannsikret med sprøytebetong)



Figur 10 Tversnitt enkeltspors- og dobbeltsporstunnel

Hovedelementer fjellarbeid, U2:

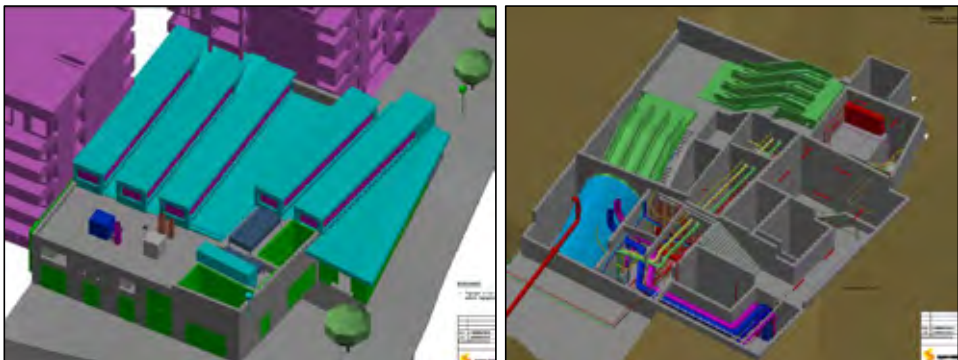
- 100 lm breddeutvidelse for avgreninger fra Ringbanen
 - 330 m enkeltsporstunneler (40 m²)
 - Sprengning for betongstabber
 - Sprengning for brukonstruksjon mellom Lørenbanen og Centrumstunnelen
 - 25.250 m² vann- og frostsikring (PE-skum brannsikret med sprøytebetong)
- U2 har vann- og frostsikring av deler som blir sprengt ut i U1.

Byggherre:	- Sporveien
Prosjekterende:	- Aas-Jacobsen
Hovedentreprenør (U1 og U2):	- Skanska
De største underentreprenørene:	- Håkanes Maskin
	- Entreprenørservice
	- Implenia (vann- og frostmontasje)
Skanskas største leverandører:	- Atlas Copco (borstål)
	- Unicon (betong)
	- BASF (tilsetningsmidler injeksjon)
	- Norcem (sement)
	- Vik Ørsta (fjellsikringbolter, m.m.)
	- Codan (slanger, etc.)
	- Skumtech (PE-skum)
	- Celsa (armeringsjern)

Stasjonshall og hovedadkomst



Figur 11 Tidlig illustrasjon av hovedadkomst Løren stasjon



Figur 12 Teknisk illustrasjon av Hovedadkomst Løren stasjon



Figur 13 Illustrasjon fra stasjonshallen

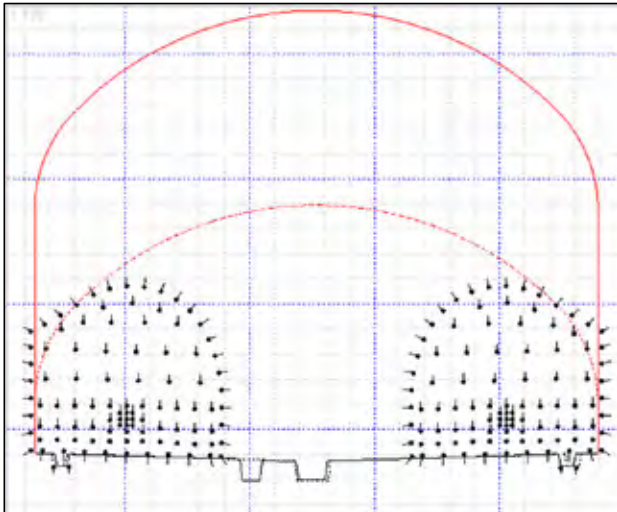
Stasjonshallen er 120 meter lang med et tverrsnitt på 190 m^2 , en hovedadkomst i øst og en sekundæradkomst i vest. Hovedadkomsten er en sjakt hvor høyeste vegg er 26 meter mellom gateplan i Peter Møllers vei og sålen i stasjonshallen. Sjakta skal romme en adkomstbygning med trapper, rulletrapper, heis og tekniske rom. Tverrsnittet på sjakta er 28×22 meter. Fra vestre vegg i hovedadkomstsjakta er det en skråsjakt med buet heng ned til nivået for stasjonshallen. Denne skal romme en rulletrapp mellom hovedadkomsten og perrongen. Tverrsnittet der skråsjakta starter er på hele 375 m^2 . Der er også overdekningen minst og målt på det minste er denne under 4 meter. Dette er selvfølgelig en utfordring stabilitetsmessig og det ble derfor sprengt med korte salver og med $\varnothing 32$ mm forbolter hvor ferdig bøyde $\varnothing 20$ armeringsjern ble festet som buer på forboltene og sprøytet inn med sprøytebetong for hver salve. For å redusere lengden på buene ble det pigget ut huller i veggene slik at buene kunne avsluttes midt på veggene og likevel ha en fot med understøtte. Etter som sjakta skrår ned mot hallen, blir det gradvis større overdekning, og vi kunne øke avstanden mellom buene og droppe forbolter.



Figur 14 «Rulletrappsjakta» - toppen av de to pilottunnelene skimtes i bunn

Stasjonshallen og hovedadkomstsjakta ble drevet i to omganger ved at det først ble drevet to tunneler gjennom sjakt og stasjonshall. Tunneldriften ble så satt på vent mens sjakta ble

sprengt ut med pallsprengning fra overflaten. Deretter ble midtstabben mellom «pilotene» i stasjonshallen drevet med tunnelriggen.



Figur 15 Boreplan pilottunneler gjennom stasjonshall

TOPGRAFI OG LØSMASSER

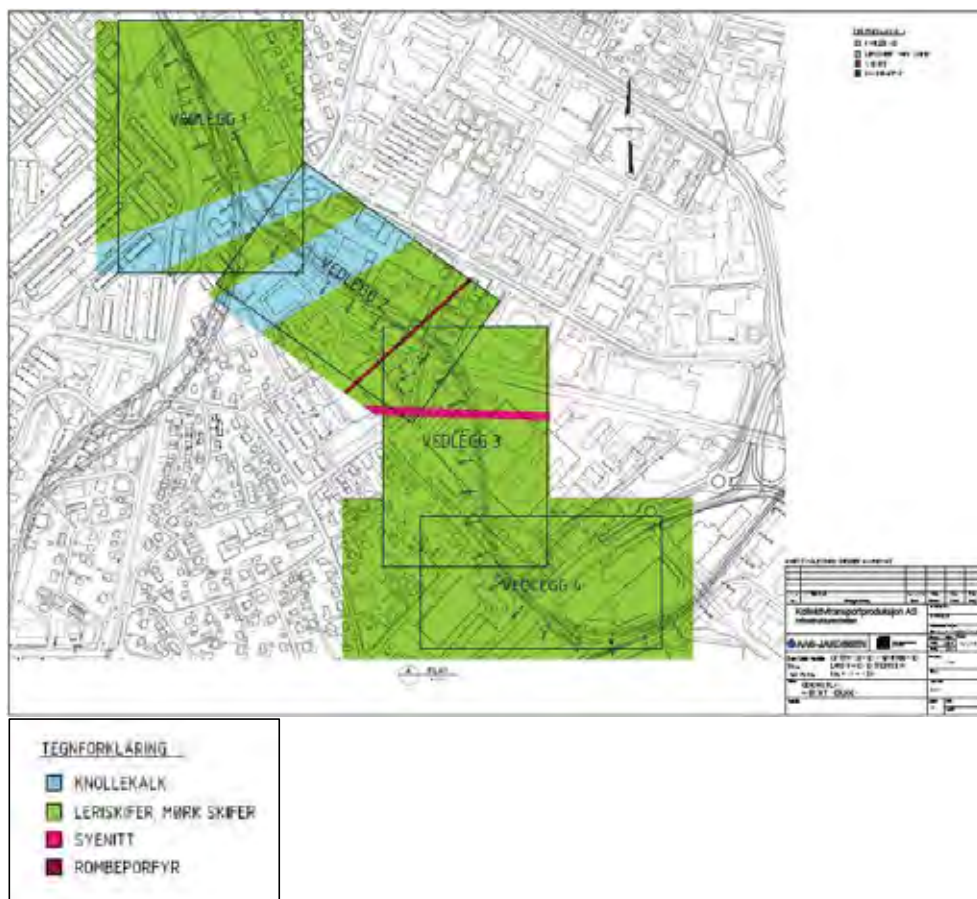
I forbindelse med forundersøkelsene ble det utført et stort antall bergkontrollboringer og totalsonderinger langs traseen. I forbindelse med berghall for Løren stasjon, ble det utført to kjerneboringer. Terrenget langs tunneltraseen ligger mellom kote +80 - +110. Mellom koblingssonen mot Centrumsringen og Sinsenveien ligger terrenget på ca. kote +95. Fra Sinsenveien stiger terrenget opp til Løren stasjon hvor terrenget er på sitt høyeste på kote +110. Fra Peter Møllers vei øst for stasjon faller terrenget slakt ned mot Økernveien og fram til tunnelpåhugg ved Biliabygget hvor terrengoverflaten er på ca. kote +80. Hele området ligger under den marine grense. Løsmassene består av fyllmasser og tørrskorpeleiere over leire, silt og sand. Det er ikke registrert sensitive leirer i området for tunnel (K. Boge, 2013).

GEOLOGI

Geologien kan beskrives som lagpakker av sedimentære bergarter, hovedsakelig knollekalk og leiskifer, hvor enkelte sjikt i lagpakken er av dårligere kvalitet, mer skifrig og noen med leire. Disse lagpakkene avskjæres av enkelte gangbergarter, og det er ofte mindre svakhetssoner i umiddelbar forkant eller etterkant av disse bergartsskillene (deformasjon i kontaksonen). Strøket på de sedimentære bergartene ligger omtrent normalt på stasjonshallens lengderetning, og fallet bølgjer mellom 30- og 60 grader, men med noen flattere og steilere parti. Det er en klar overvekt av knollekalk. I sør, ved adkomsten, er kalkknollene store og adskilte, mens de fra stasjonen mot Ringbanen nærmest opptrer som bånd.

Den ingeniørgeologiske rapporten tar utgangspunkt i data fra nærliggende tunnelanlegg og har, i tillegg til noen få blotninger langs traséen, kartlagt og bestemt bergartsgrenser ut fra dette. Data fra følgende anlegg er lagt til grunn:

- Ringbanen mellom Carl Berners plass og Sinsen
- Rv. 150 Ulven – Sinsen, Lørentunnelen
- Grorudbanen, Hasletunnelen mellom Carl Berners plass og Hasle



Figur 16 Geologisk plan fra Ingeniørgeologisk rapport.

Sedimentære bergarter og gangbergarter

Bergartene i området består av Oslofeltets kambro- siluriske sedimentbergarter (ca. 460 – 480 mill. år) og gjennomsettende permiske ganger (ca. 260 – 280 mill. år).

Bergarter som forekommer i tunnelen: som forekommer i tunnelen:

Sedimentære

- Knollekalk
- Leirskifer
- Kalkstein
- Mørk skifer

Gangbergarter

- Diabas
- Syenitt
- Rombeporfyr
- Mænaitt

Under vår driving av Lørenbanen har hovedmengden av sedimentære bergarter vært knollekalk, men vi også hatt leiskifer og mørk skifer. Overgangen mellom knollekalk og leirskifer har ikke vært tydelig. Mørk, glimmerrik skifer ble påtruffet veldig lokalt i adkomsttunnelen, og igjen i dobbeltspørtunnelen ved P9710 da som gjentakende lag med utkrystalliserte mineraler i knollekalken over 15-20 meter.

Hovedadkomsten har vært den geologisk mest kompliserte, hvor både knollekalk, leirskifer, diabas og rombeportfyr opptrer. Dette er det eneste stedet vi har truffet rombeportfyr. Den har en mektighet på ca. 10 meter, og var også delvis kartlagt på forhånd.

Det skjærer en 0,5-1,0 meter tykk leirholdig knusningssone gjennom sjakta fra kote ca. 90 i nordre hjørne og oppover mot oveflaten langs østre og søndre vegg (strøk/fall N270/30). Ellers har vi en tilsvarende sone i stasjonshallen og har også truffet mindre leirslepper i både dobbeltspor og enkeltspor. Noen også med aktiv leire, hvilket vi har ettersikret med armerte sprøytebetongbuer.

Oppsprekking

I de sedimentære bergartene har det vært gjennomgående to til tre sprekkesett. Hovedsprekkeretningen følger lagdelingen, som igjen hovedsakelig ligger tilnærmet normalt på driveretningen, med et fall mot nordvest. I tillegg opptrer det ett steilt sprekkesystem normalt på lagdelingssprekkene, og et mer uregelmessig sprekkesystem. Av sprekke materiale har vi vanligvis kalkspat og sjiktmineraler, men også leire.




Dyprenner

To steder langs tunneltraséen har vi en brå reduksjon i fjelloverdekning som følge av at det opptrer mindre dyprenner eller depresjoner i området. Det ene stedet er der utgående løp krysser Sinsenveien. Denne kom litt før vi ventet den, men det er klart indikert i ingeniørgeologisk rapport at den skal være der. Den andre er over sekundæradkomsten og er også vist i ingeniørgeologisk rapport. Plasseringen av sekundæradkomsten gjør at berguttaket blir mindre enn det ville ha blitt med en plassering utenom depresjonen.

BERGKVALITET

Bergkvalitet og Q-verdier er i ingeniørgeologisk rapport referert i forhold til hva som ble registrert i forbindelse med driving av Lørentunnelen på prosjekt Rv. 150 Ulven – Sinsen (Statens vegvesen), hvor det også ble utført karlegging på stoff for hver salve. Ut fra kartlegging er bergmassen klassifisert i henhold til Q-systemet.

Bergkvaliteten i Lørentunnelen varierer mellom svært dårlig (Q-verdi 0,1 – 1,0) og middels (Q-verdi 4,0 – 10,0) med følgende fordeling:




Fargekode	Klasse	Q-verdi	%-vis
	E - Svært dårlig	0,1 – 1,0	30 %
	D - Dårlig	1,0 - 4,0	56 %
	C – Middels	4,0 -10,0	14 %

Tabell 1 Q-verdier registrert i Lørentunnelen, Rv. 150 Ulven – Sinsen (K. Boge, 2013)

Det er videre i ingeniørgeologisk rapport anført at Lørenbanens tunneler ligger grunnere enn Lørentunnelen på Rv. 150 og vil derfor muligens være mer eksponert for overflateforvitring.

Bergkvaliteten i Lørenbanens tunneler må derfor forventes å være noe dårligere enn kartlagt bergkvalitet i Lørentunnelen (K. Boge, 2013) .

Det ingeniørgeologene har registrert under tunneldriften på Lørenbanen er prosentvis noe bedre enn det som ble registrert i Lørentunnelen. For å ta en sammenligning har ingeniørgeologene på Lørenbanen (dobbeltsporet – som er det mest sammenlignbare geometrisk) registrert en følgende fordeling:

Fargekode	Klasse	Q-verdi	%-vis
	E - Svært dårlig	0,1 – 1,0	17 %
	D - Dårlig	1,0 - 4,0	52 %
	C – Middels	4,0 -10,0	31 %

Tabell 2 Q-verdier registrert i dobbeltsporet, Lørenbanen

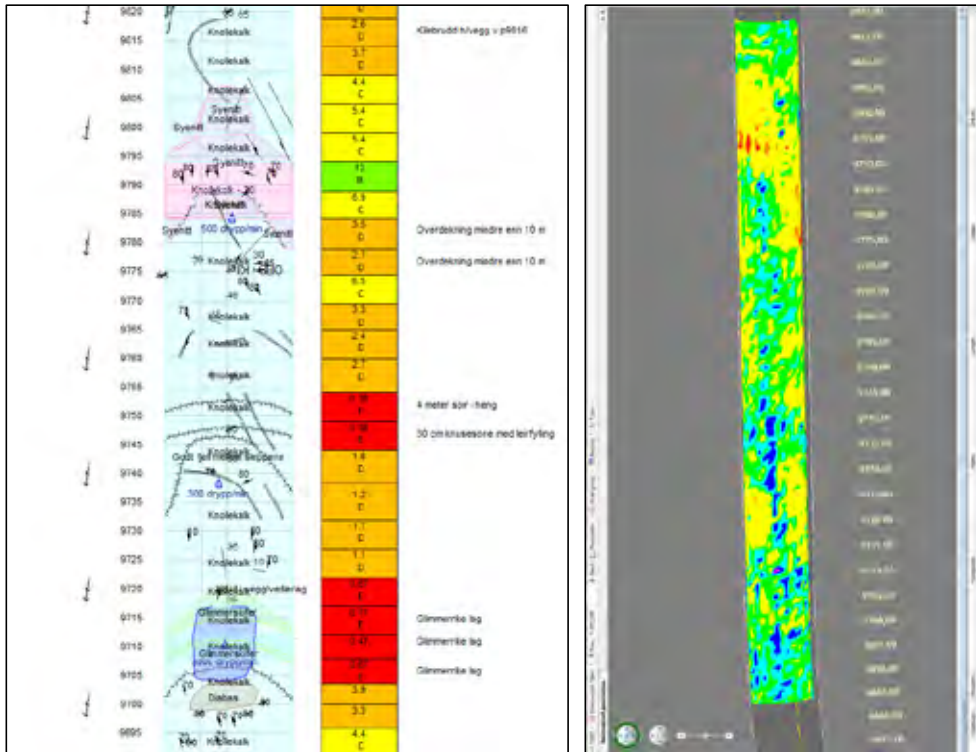
Man skal imidlertid være forsiktig med å sammenligne Q-verdier mellom to forskjellige tunnelanlegg da blant annet geometri og overdekning er elementer som venter parameterne. I dette tilfellet, hvor tunnelene ligger omtrent i samme fjellmassiv kan det på prosjekteringsstadiet brukes som et forsiktig anslag på forventet sikringsmengde, i det minste for dobbeltsportunnelen. Det man derimot kategorisk bør unngå, er å bruke bergmassekvalitet, beskrevet gjennom Q-metoden, som en pekepinn på hvilke driveforhold en skal forvente i en tunnel. Til dette er parameterne som påvirker stabilitet (Q-verdi) og det som påvirker inndrift (mengde fjell/tid) for forskjellige, og i enkelte tilfeller motstridende. Dette er forfatterens erfaringer, og står som hans påstand.

UTFØRT KARTLEGGING

MWD og Novapoint tunnel

Det er utført kontinuerlige MWD-logginger på begge entreprisene. Loggene er brukt hovedsakelig i forbindelse med vurdering av behovet for eventuelt utvidet profil for tung sikring.

Videre har ingeniørgeologene kartlagt alle salvene, ført logg og lagt alle data, sammen med utført fjellsikring inn i Novapoint Tunnel.



Figur 17 Kartlegging i Novapoint, utført av ingeniørgeologene, sammenstilt med plott av MWD-data.

YTRE MILJØ OG OMGIVELSER

Støyrestriksjoner

Støyende arbeider = Sprengning, spunting, boring og pigging.

Dagsoner

Sted	Tidsperiode, støyende arbeider
Mellom Hasle og Økern, nord (næringsområde)	Kl. 07:00 – kl. 21:00 (lø. kl. 07:00 – kl. 19:00)
Mellom Hasle og Økern, sør (boligområde/barnehage)	Kl. 08:00 – kl. 19:00 (lø. kl. 08:00 – kl. 15:00) Fast pause kl. 11:30 – Kl. 14:00
Adkomsttunnel ved Arcus og Båhusveien	Kl. 08:00 – kl. 19:00 (lø. kl. 08:00 – kl. 15:00)
Dagsone Løren stasjon	Kl. 08:00 – kl. 17:00 (mandag – fredag)

Tabell 3 Støyende arbeider i dagsoner

Tunnelarbeider

Ukedager	Tidsperiode, støyende arbeider
Mandag – lørdag	Kl. 08:00 – kl. 22:00

Tabell 4 Støyende arbeider i tunnel

Det er krav til støysvake vifter for tunnelventilasjon,

Krav til etablering av rutiner knyttet til tunnelvifter:

Lydnivå fra viftene skal testmåles og dokumenteres av entreprenør før de settes i permanent drift. Entreprenøren skal ha rutiner for stans av vifter i perioder hvor de ikke er behov for ventilasjon av tunnelene samt regulering av hastighet på nattestid (Det tillates høyere støynivå på dagtid).

Massetransport

Sted	Tidsperiode, opplasting og transport
Dagsone mellom Hasle og Økern	Kl. 07:00 – kl. 23:00 opplasting og transport.
Adkomsttunnel ved Arcus og Båhusveien	Kl. 07:00 – kl. 23:00 transport.
Dagsone Løren stasjon	Kl. 08:00 – kl. 19:00 opplasting og transport.

Tabell 5 Tidsperioder for opplasting og transport av masser

Det er i tillegg angitt transportveier

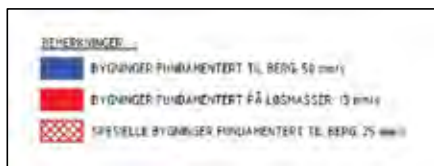
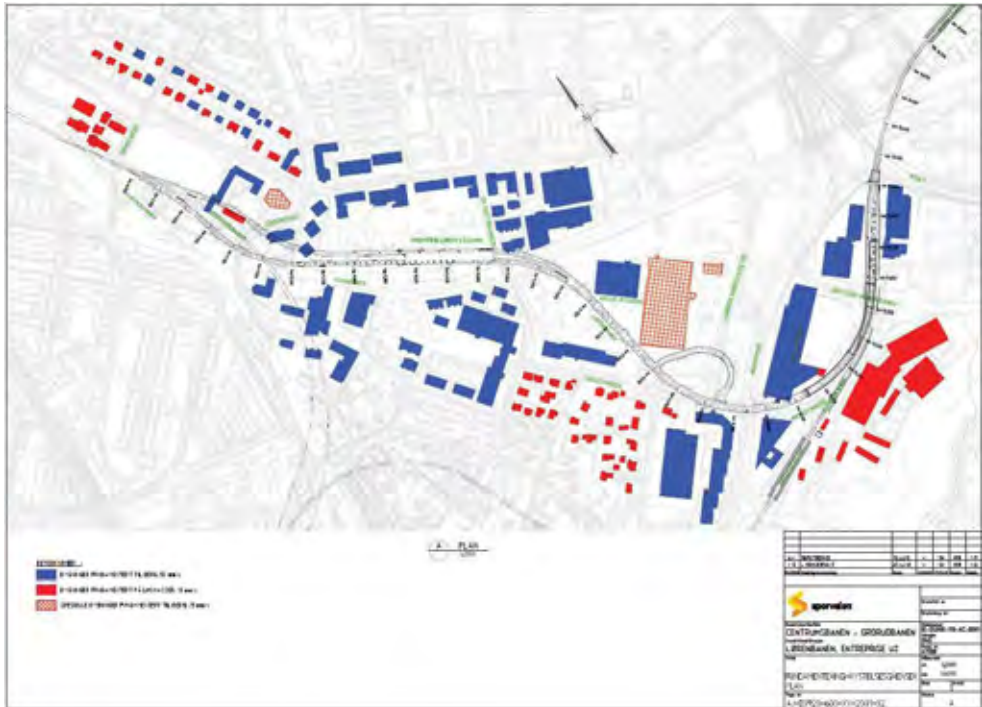
Det gikk i starten overraskende bra i forhold til naboklager fra omgivelsene. Det er gjort stor innsats i å informere omgivelsene om de kommende arbeidene, blant annet gjennom flyers/brev, informasjonsmøter, informasjon på internett og stand på Lørendagene. Områdene sør for Peter Mølles vei og vest for Alnabanen består mye av næring/industri med noe villabebyggelse.

Det gikk tilnærmet smertefritt i forhold til naboklager helt til vi begynte å etablere sjakta for hovedadkomsten. Sommeren 2014 har vært varm, og mange naboer har oppholdt seg på terrassene eller hatt vinduer og dører på full lufting utover kveldene. Da naboene også er godt informert om gjeldende støybegrensninger, og i tillegg har balkongutsikt rett ned på anleggsområdet, kom det raskt klager dersom entreprenørene hadde aktiviteter ut over kl. 19:00. Selv arbeider som i seg selv ikke er definert som støyende, ble det reagert på. Det var ofte nok at det ble observert maskiner i bevegelse på anlegget.

Det toppet seg da sjakt-driving var kommet så langt at tunneldrift kunne fortsette. Det var da etablert et stort hull ned til tunnelarbeidene og det ble således konflikt mellom tidsperioden for støyende arbeider ved Løren stasjon og tidsperioden for støyende arbeider i tunnel. På grunn av tunnelarbeidets nærhet til sjaktåpningen, støyet det like mye fra denne aktiviteten som fra arbeider i dagsone Løren Stasjon. Det ble i denne fasen søkt om dispensasjon for utvidelse av tidligere avtalte tidsperioder, og det ble etablert støymålinger for å kartlegge støyen i forhold til gjeldende støygrensener. Entreprenøren kunne etter hvert som tunneldriften beveget seg bort fra sjaktåpningen gradvis utvide aktiviteten ut over kveldene.

Vibrasjonsgrensener

Det er foretatt kartlegging over hvordan bygningsmassen ligger fundamentert i influensområdet, og laget et kart med en fargefordeling. Bygninger fundamentert på fjell er gitt en øvre grense for vertikal svingehastighet på 50 mm/s. Bygninger fundamentert på løsmasser er gitt en øvre grense på 13 mm/s, mens spesielle bygninger, i vårt tilfelle Sinsen kirke og den vernebygningssmassen på Arcustomta, er gitt en øvre grense på 25 mm/s.



Figur 18 Vibrasjonsgrenser

Innlekkasje/injeksjon

Det var lagt opp til systematisk forinjeksjon i dobbeltsporet tunnel fra km 9,650 til tunnelpåhugg, km 10,120. Ut over dette skulle resultater fra sonderboringer, poretrykkmålinger, samt observasjoner og måling av innlekkasje på stoff danne grunnlag for beslutning om injeksjon.

Filosofien bak denne inndelingen er at det langs nevnte del av traséen er mest kritisk i forhold til setningsskader, og at en på resterende del av strekningen ikke har bygningsmasse som anses som utsatt for fare i forbindelse med setningsskader og i tillegg at denne delen allerede har tunneler som ligger lavere enn Lørenbanen og av den grunn anses som «ferdig drenert».

Bortsett fra en skjerm i hvert enkeltløp mellom dobbeltsporet og stasjonshallen ble det ikke utført injeksjonsarbeid ut over det som var beskrevet systematisk, og poretrykkmålinger langs traséen gir heller ikke indikasjoner på at vi har påvirket grunnvannstanden med vår anleggsvirksomhet.

STATUS FJELLARBEIDER

Pr. 03.11.2014 gjenstår det 142 meter igjen av inngående spor mellom Løren Stasjon og Ringbanen. Tilsvarende står det 61 meter igjen av utgående spor. Det er invitert til gjennomslagsfest 13. november 2014. Det som gjenstår å sprengre etter tunneldriften er sekundæradkomsten til Løren Stasjon.

Før sprengning av sekundæradkomsten skal Skanska etablere en spennarmert betongbjelke som skal være en del av fundamenteringen for Selvaags videre utbygging av boligblokker.

Vann- og frostsikring er igangsatt på begge entreprisene og er planlagt å gå jevnt gjennom vinteren, med en liten pause rundt påsketider og en siste økt gjennom mai måned.

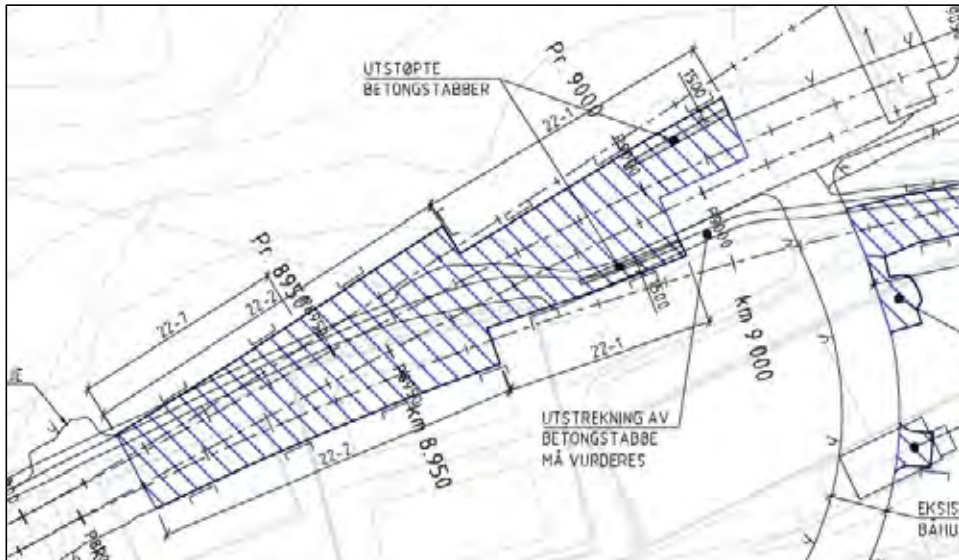
UTFØRT FJELLSIKRING

Som følge av generelt liten overdekning, «spenstig» geometri og leirslepper med og uten aktiv leire har vi brukt relativt mye armerte sprøytebetongbuer, herunder buer med dobbel armering. Vi har ikke sett oss nødt til å ta full utstøpning. Generelt har det gått mest i sprøytebetong E700 i 8-12 cm tykkelse, og CT-bolter 3-5 meter lange i et gjennomsnittlig mønster på ca. 1,8x1,8 meter.

UTVALGTE FJELLTEKNISKE UTFORDRINGER I PROSJEKTET

Sprengning for betongstabber, med krav til rekkefølge

Der Lørenbanen grener av fra Ringbanen er det både på utgående og inngående spor prosjektert betongvegger som skal understøtte hengen der denne blir for flat og spennet for stort til å gi en god buevirkning. Det er lagt inn krav til rekkefølge på uttak av berget for å unngå at fjellet raset under drift som følge av for stort fjelluttak i uheldig geometri. Sporveien har tatt dette på alvor, da de i 2004 hadde et ras under like omstendigheter under byggingen av Hasletunnelen. Uttak av berg for etablering av betongstabber, samt støping av betongstabbe skulle derfor utføres før fullt tverrsnitt kunne etableres. I tillegg skulle betongstabbe for ett løp skal være etablert før berguttak for neste stabbe kunne starte. Krav til rekkefølge var angitt i faseplaner. Uttak av berg forløp dermed uten problemer på Lørenbaneprosjektet.



Figur 19 Faseplan for uttak av berg og etablering av betongstabber, U2.



Figur 20 Betongvegg i utvidelsen fra Centrumstunnelen

Erstattet betongvegg med utvidet profil og armerte sprøytebetongbuer

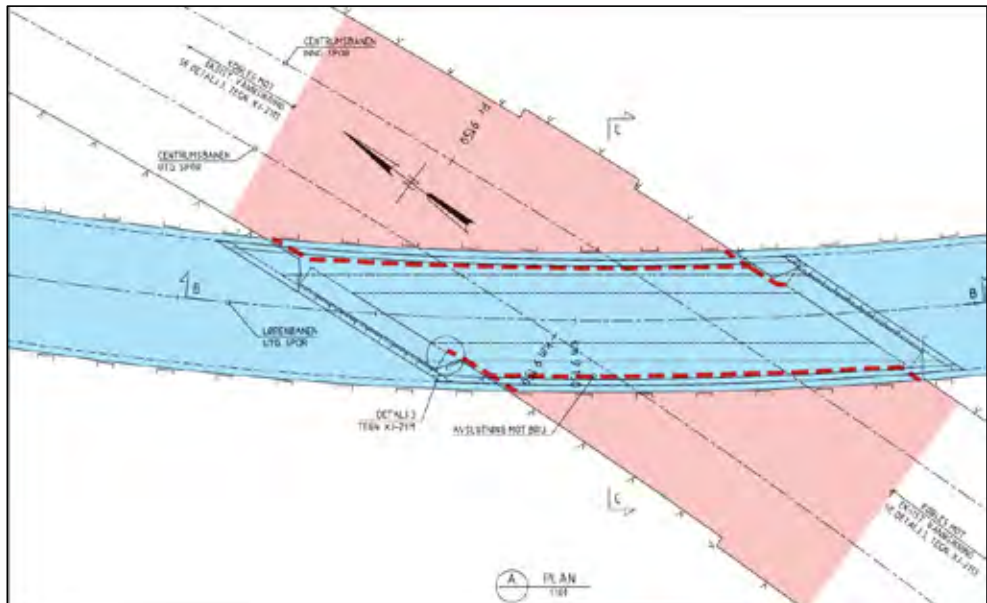
På U1 var det prosjektert en tilsvarende løsning, med betongstabbe i overgangen mellom dobbeltsporet tunnel og to enkeltsporede tunneler. I denne entreprisen er det ikke lagt inn faseplaner for uttak av berg og etablering av betongstabbe, så her oppsto det diskusjoner om gjennomføringsrekkefølge. En kompromissløsning ble å heve hengen for å gi rom for et geometrisk «riktig utformet» bergrom som kunne stå i drivefasen, og at det eventuelt ble etablert betongstabbe etter tunneldriften. Dette var en utfordring i og med at det allerede var liten overdekning, men relativt godt fjell og sikring med armerte sprøytebetongbuer med to lag armering bidro i at løsningen kunne gjennomføres. Godt fjell gjorde også til at deler av stabben kunne erstattes med fjellstabbe slik at det store profilet kunne avsluttes og enkeltsporetunnelene kunne påbegynnes tidligere. Før etterarbeidene settes i gang vil byggherren ta en endelig stabilitetsvurdering og beslutte om betongveggen utgår eller ei.



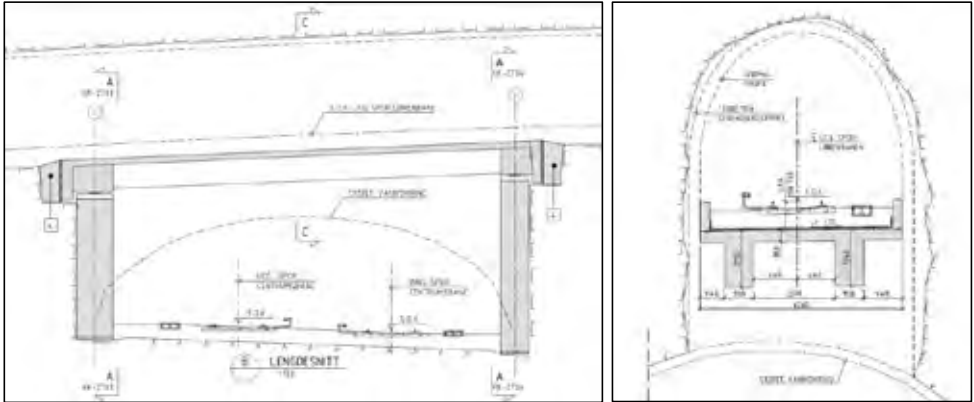
Figur 21 Dobbeltarmerte sprøytebetongbuer i overgangen dobbeltspor/enkeltspor

Bro over Centrumstunnelen

Der det utgående lørenbaneløpet fra Ringbanen krysser Ringbanen er det for liten fjelltykkelse mellom tunnelene til at dette kan stå uten ekstra tung sikring, så her valgte prosjekterende å beskrive at fjellet mellom tunnelene skulle skytes bort, og at det skulle støpes en spennarmert bro på kontaktstøpte landkar som står på sålen i Centrumstunnelen, godt forankret i veggene med fjellbolter. Tunnelene krysser hverandre med relativt spiss vinkel, så det blir en ganske omfattende konstruksjon. Noen vil kanskje si at det ville vært mer effektivt å sikre centrumstunnelen med tung sikring nedenfra, men alternativet er vurdert og forkastet da centrumstunnelen allerede er for trang, slik at det ville generert større kostnader og tidsforbruk med omfattende strossing i hele broens lengde.



Figur 22 Plantegning med vann- og frostsikring av bro over Centrumstunnelen



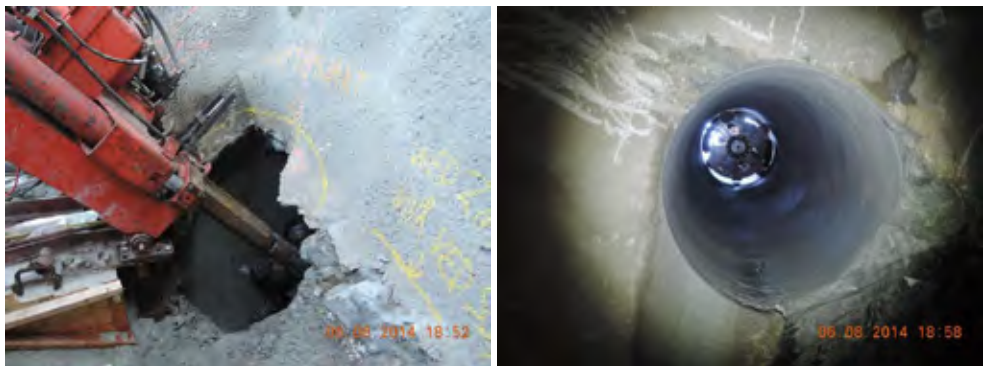
Figur 23 Tilbudstegninger – krysningspunkt med bro over Centrumstunnelen.



Figur 24 Tilrigging for betongarbeider – bro over Centrumstunnelen.

Raise Drilling

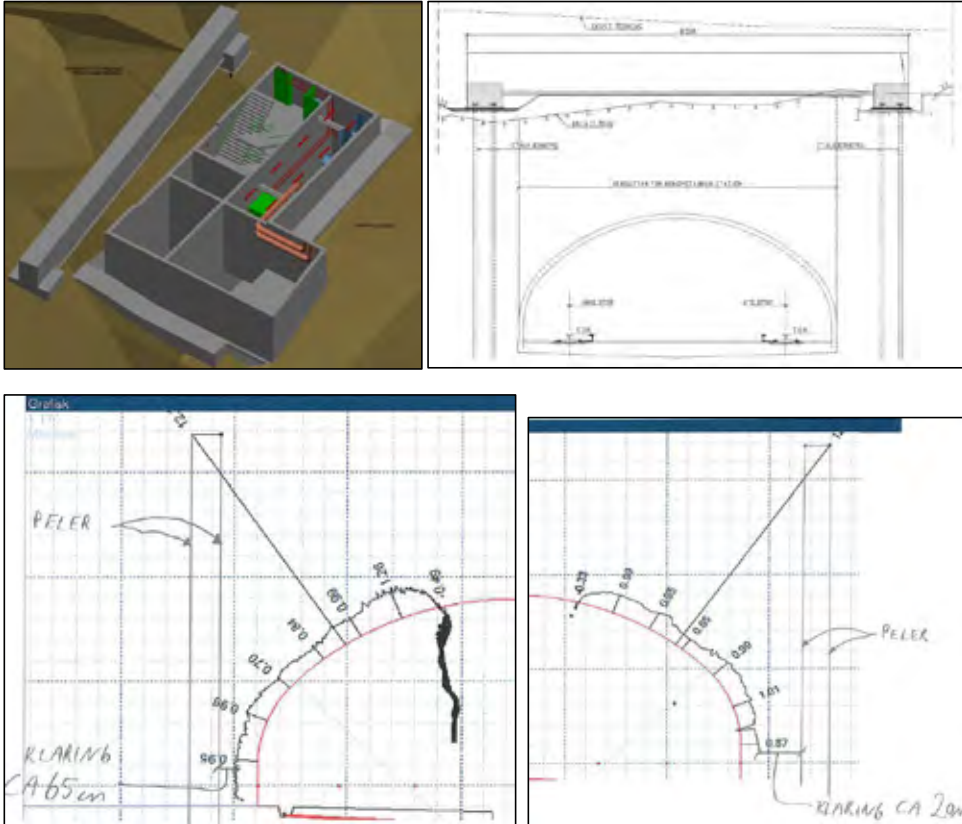
Fra rømningsvei og opp i dagen er det drevet en 17 meter lang og 2,3 meter diameter stor skråsjakt for overtrykksventilasjon. Denne ble drevet med Raise Drilling.



Figur 25 Raise Drilling

Bjelke på stålkjernepæler ved sekundæradkomst

På siden av sekundæradkomsten skal det bygges en spennarmert betongbjelke til framtidig bruk for Selvaag, som skal bygge boligblokk med denne som en del av fundamentet. Bjelken bygges for at boligblokkens tyngde ikke skal belaste fjellet rundt sjaktåpningen, men fordeles til to punkter/fundament på siden av tunnelanlegget. Fundamentene er igjen bygd på stålkjernepæler som går helt ned på siden av stasjonshallens vegger og som således ikke skal belaste berget i veggene.



Figur 26 Betongbjelke på stålkjernepæler.

De to nederste bildene i figur 26 viser at det ble noe mindre overdekning mellom stålkjernepælene og fjellrommet enn prosjektet etter fjelluttaket var utført.

Alnabanen

I tillegg til at Grorudbanen skal gå under det meste av anleggsarbeidene, løper også linja til Jernbaneverkets Alnabanen langs store deler av traséen. Selv om trafikken her er beskjeden kreves det sikkerhetspersonell for enkelte aktiviteter langs linja, som ved sprengning i dagen. Da vi krysset sporet med tunnelene under Alnabanen første gang ble vi oppmerksomme på at det drysset en god del småstein fra fjellskjæringene i traséen når vi sprengte. Disse steinene lå ikke fysisk til hinder for togtrafikken, men når vi begynte med dagssprengning i hovedadkomstsjakta skled det ut litt større mengder, og vi måtte varsle Jernbaneverket.

Jernbaneverket stengte linja noen dager, og fikk tatt en sårt tiltrengt fjellrensk i fjellskjæringene langs anlegget vårt.



Figur 27 Jernbaneverket rensker fjellskjæringen sin

REFERANSER

Wikipedia (2014)

Knut Boge (2013), «Lørenbanen - Ingeniørgeologisk rapport», Aas-Jacobsen - GeoVita

Gruvedrift 700 meter over havet på en isolert øy 70° nord**Mining 700 meters above sea level on an isolated island 70° north**

Gruvesjef Harald Martinsen Sibelco Europe AS, Stjernøy Plant

Innledning

Gruvedriften på Stjernøy ble startet av Christiania Spigerverk i 1960. Det var et ønske om å utnytte forekomsten av Nefelinsyenitt på øya, samt å bygge opp sårt tiltrengte industri arbeidsplasser i nord.

Man visste at Nefelinsyenitt var ettertraktet råstoff som tilsetning i produksjonen av glass- og porselen.

Påhugg ble gjort 100 m.o.h. for å komme raskest mulig inn til forekomsten.

Tunneldriften foregikk med knemater og etter ca. 500 meter kom man inn til forekomsten med god nefelinsyenitt. Etter å ha drevet en spiraltunnel 120 meter gikk man ytterligere 500 meter inn i forekomsten. Her ble gruve-1 etablert på cote 220 i løpet av 60 tallet.

Etableringen av gruve-1 som ble drevet etter skivepall prinsippet ga grunnlag for en meget effektiv underjordsdrift, og produksjon av rågods økte jævnt å trutt fra ca. 100000 tonn på midten av 60 tallet til ca. 550000 tonn rundt år 2000.

På slutten av 90 tallet var gruve-1 drevet opp til cote 615 og nærmet seg ``tom``. Etableringen av dagbruddet var bestemt, men alle godkjenninger var ikke på plass. For å sikre rågodstilgang hadde man noen år tidligere etablert gruve-2 ved siden av gruve-1.

I juli 2001 kom endelig godkjenningen av dagbruddet på plass. Bare få dager etter at godkjenningen kom ble gjennomslagssalven til toppen skutt og etableringen av dagbruddet kunne starte. Etter å ha drevet dagbruddet i kombinasjon med gruve-2 frem t.o.m. 2004 ble underjordsdriften stoppet i 2005 og man la om til kun dagbruddsdrift f.o.m. sommeren i 2005.

Etter noen eierskifter er det i dag Sibelco som er eier på Stjernøya. Sibelco er et Belgisk konsern som driver stort innenfor industrimineraler med over 200 hundre produksjonsanlegg fordelt på 41 land over nesten hele kloden. Sibelco har 10.500 ansatte og har vært familieeid helt siden oppstarten i 1872.



Figur 1. Dagbruddet i 2014 sett fra nordvest, tunnelutgangen i fronten av kronpilaren er eneste adkomst til bruddet.

Nabbaren nefelinsyenittforekomst

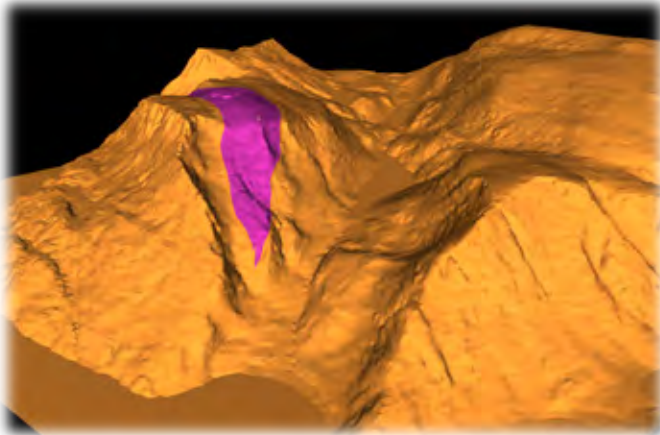
Opptreden av nefelinsyenitt finnes flere steder på Stjernøy og omliggende øyer. Den opptrer hovedsakelig i form av nefelinsyenitt pegmatitt, bortsett fra i Store Nabberen området der den opptrer som linser med et granittisk utseende (Geis 1979). Nabbaren nefelinsyenittforekomst er den største av disse linsene.

Nabbaren nefelinsyenittforekomst tilhører Seilandprovinsen, som er en betegnelse på de magmatiske bergartene (størkningsbergarter) som dekker et ca 5000 km² stort område på Seiland, Sørøya, Stjernøya og Øksfjordhalvøya. Seilandprovinsen består av dypbergarter (hvor magmaet har størknet dypt nede i jorden) som peridotitt, dunitt (olivinstein), olivinpyroksenitt, gabbro, syenitt, nefelinsyenitt og karbonatitt (Nystuen 2006).

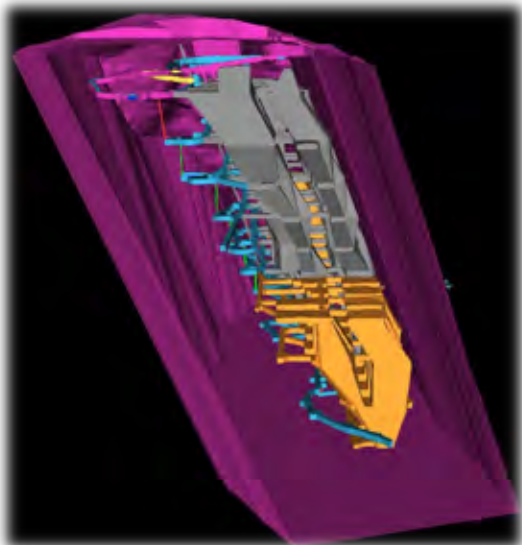
Nabbaren nefelinsyenittforekomst har i dag en linseformet utgående, med den lengste akse i nordvest-sørøstlig retning. Sidebergert er i sørvest amfibolitt-rike bergarter, mens de i nordøst består av nefelinrike gneiser og karbonatitt. Lengden er ca. 1700 m med en maksimum bredde i utgående på ca 300 m. Undersøkelser (undersøkelsesstoller og diamantboring) fra nivå 120 til 200 m.o.h i gruva antyder samme dimensjoner på disse nivåene som i dagen (Geis 1979).

Den sørøstlige kontakten av forekomsten har et fall på 70° til sørvest. Mot den nordvestre enden av forekomsten endres fallet til 70° mot nordøst (Geis 1979).

Nefelinsyenitten består av rundt 50-60% perthitt feltspat (Kali-feltspat, trolig ortoklas, med avblandingslameller av albitt) og rundt 35% nefelin. De resterende mineralene er biotitt, hornblende og pyroksen, med spor av titanitt, kalkspat, apatitt, magnetitt, kismineraler, rutil, korund, zirkon og baddeleyitt.



Figur 2. Illustrasjon av Nefelinsyenitt forekomsten.



Figur 3. Underjordsgruvens plassering i forekomsten.

På bakgrunn av dominerende andel mørke mineralene i bergarten skiller det mellom to hovedtyper nefelinsyenitt (Heier 1961).

- Biotitt facies
- Hornblende-pyroksen (ægirin) facies

I biotitt facies nefelinsyenitt er biotitt det vanligste mørke mineralet (2,5-6,0 modal%), mens i hornblende-pyroksen facies nefelinsyenitt er hornblende vanligst (0,3-2,5 modal%). Hornblende-pyroksen facies er den dominerende facies i forekomsten, og biotitt facies er bare påvist i endene av forekomsten og som mindre soner inne i forekomsten (Geis 1979).

Fordi reservene ble ansett som ubegrensete i forhold til den årlige produksjonen ble bare de deler av nefelinsyenittforekomsten som ga høyest utvinning i oppredningen produsert ved

gruvedriften (Geis 1979). Produksjonen ble derfor konsentrert om en avlang sone, i hornblende-pyroksten facies nefelinsyenitt, nær den sørvestre kontakten av forekomsten.

Med nåværende dagbruddsdrift på toppen av Nabbaren, og utvidelse av reguleringsplanene for dagbruddet, som ble vedtatt i slutten av 2009, er det et mål å få til en bedre utnyttelse av forekomsten. Dette vil øke levetiden for dagbruddet til mellom 80 og 100 år, men innebærer også drift på bergarter med lavere utvinning. Dette har ført til økt behov for kvalitetsstyring og driftsoppfølging på rågodset, før det tippes ned i rågodsmagasinene.

Dagbruddet

Visjonen om et dagbrudd på toppen av Nabbaren oppsto allerede på 60 tallet og det ble gjort utredninger for dagbruddsdrift både på 70 og 80 tallet, men planene ble skrinlagt p.g.a. at man mente det ville bli for store utfordringer og kostnader å drive et dagbrudd på en fjelltopp uten veiadkomst. Men erfaringene med driften av gruve-1 viste at kvaliteten på rågodset økte dessto høyere man kom i graven. Samtidig var underjordsgraven kommet ganske høyt opp og tilgangen på tilrettelagt rågods minket.

I 1992 ble det igjen børstet støv av dagbruddsplanene og i 1994 ble prosessen med å få godkjent et dagbrudd på toppen av Nabbaren satt igang. Det skulle gå 7 år før den endelige godkjenningen kom på plass og gjennomslagssalven på toppen ble skutt i juli bare få dager etter godkjenningen kom.



Figur 4. Gjennomslag til Nabbaren juli 2001.

Dagbruddsdriften som ble satt igang i 2001 var en ganske beskjeden sommerdrift i kombinasjon med underjordsdriften de første 4-5 årene.

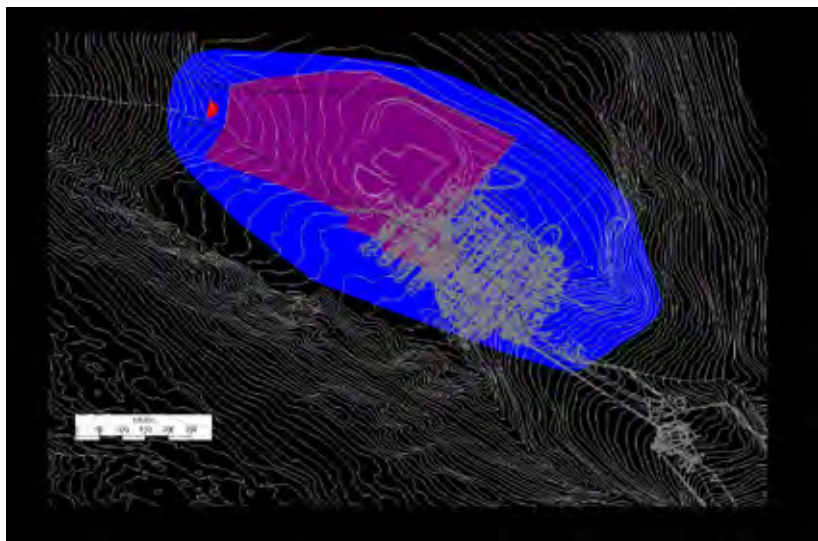
I 2005 ble det gjort store investeringer, store dagbruddsmaskiner ble kjøpt inn og verksted ble bygd på Nabbaren. En stor transporttunnel og flere sjakter ble drevet slik at man fikk tilgang til det tørreste bergrommet i gruve-1. Det er en tørpprosess med magnetseparering på Stjernøya så var dette helt nødvendig for å kunne lagre de 300.000 tonn rågods som oppredningsverket har behov for i løpet av halvåret det ikke er drift i dagbruddet.

Arbeidstidsordninger ble også tilpasset for å kunne få til en mest mulig effektiv drift i ca. 22 uker fra 20 juni til midten av desember. Fra desember til juni er det vanskelig drive med forsvarlig dagbruddsdrift p.g.a. de klimatiske forholdene som råder.

Denne omleggingen var vellykket og man klarte å produsere opp nok rågods til vinterhalvåret.

Med Sibelco som eiere kom det også krav om å få på plass en større langsiktighet for Stjernøya. 15-20 års perspektiv på planer er veldig kort tid for denne typen bergverksdrift. Så i løpet av 2007 gikk man igang med å legge planer med en mye lengre tidshorison for driften på Stjernøya.

I 2009 ble en utvidet reguleringsplan for Nabbaren godkjent og vi fikk tilgjengelig et vesentlig større område enn det ``frimerket`` som bruddet måtte drives innenfor tidligere.

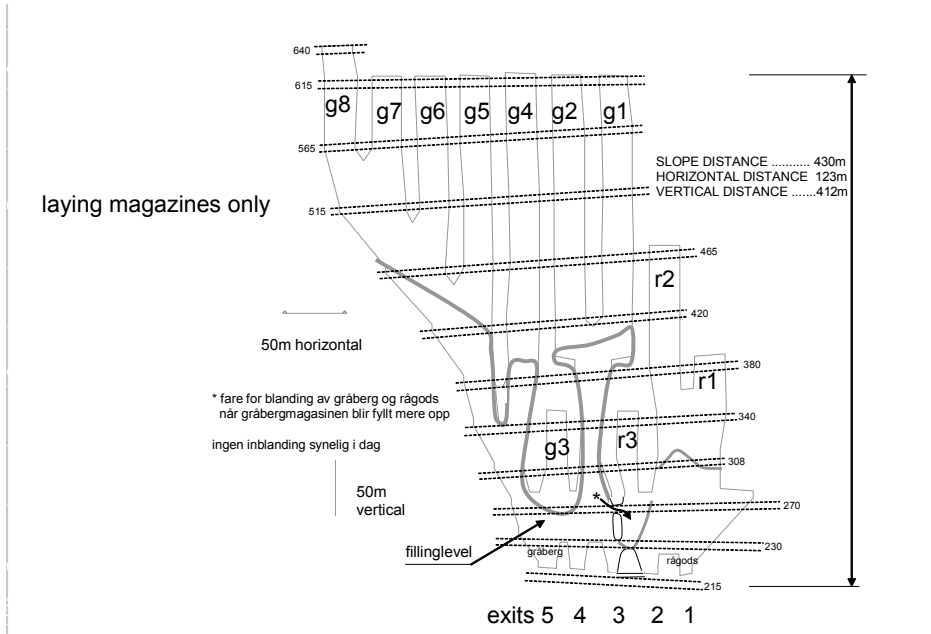


Figur 5. Ny reguleringsplan(blå) med den gamle(fiolet). Underjordsgruven ses i grått.

Med ny reguleringsplan på plass som ga tilgang til hele fjelltoppen, fikk vi mulighet til å planlegge et mye større dagbrudd som også inkluderer hele kronpilaren som er satt igjen over Gruve-1.

Vi har nå laget planer for dagbruddet som sikrer rågodstilgang i 80-100 års drift. I disse planene får man utnyttet forekomsten på en god måte. Bruddutforming og størrelse er tilpasset slik at vi skal bryte akkurat nok gråberg som vi fyller opp de tomme magasinene i Gruve-1, ca. 4,5 mill tonn. Når magasinene er oppfylt med gråberg vil vi få god nok stabilitet slik at vi kan bryte kronpilaren ned til toppen av magasinene på cote 615.

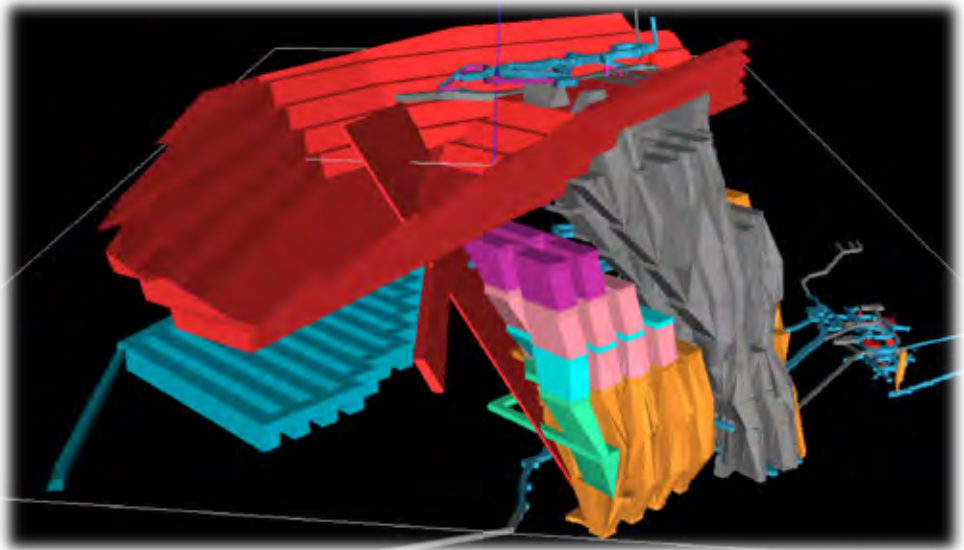
Vi har ingen utvendige gråbergtipper så det er viktig at beregningene av massebalansen mellom rågods og gråberg stemmer.



Figur 6. Tegning med rågodsmagasinet helt til høyre, de andre magasinene fylles opp med gråberg.

Det aller meste av gråberget er på de øverste nivåene i dagbruddet så når vi har tatt kronpilaren vil det bare være minimalt med gråberg igjen i bruddet.

I den delen av dagbruddet som ikke er over Gruve-1 planlegger vi å gå enda dypere.



Figur 7. Nåværende langtidsplan for dagbrudd og gruve som vil gi grunnlag for drift i opp mot 100 år.

Å drive dagbrudd på en slik plass fører selvfølgelig med seg en del utfordringer rent driftsmessig. Det er spesielt 3 momenter som påvirker dagbruddsdriften på Stjernøya. Alt som skal til å fra Stjernøya må fraktes med båt, driftsutstyr som skal til dagbruddet må i tillegg fraktes gjennom 7 km med gruveganger. Gruven kan sammenlignes med en brusflaske snudd på hodet, så alle større maskiner må demonteres å fraktes i deler opp til toppen. Eneste utvendig adkomst til bruddet er til fots eller med helikopter. Etter hvert som bruddet drives nedover må det lages nye tunnelutganger og transportsystemer. Klimaet på Finnmarkskysten 700 m.o.h. kan selv på sommerstid være nådeløst. Nedbør i form av snø i juli og august er ikke uvanlig.



Figur 8. Bilde av geologen i arbeid 16 august 2010.

Snø i enorme mengder må fjernes før driften i bruddet kan starte, i 2014 tok det 2 uker med alt tilgjengelig lasteutstyr før driftsområdene i bruddet var ryddet for snø. All snøen blir dumpet i front av bruddet. Snøfyllingen tiner aldri helt så den bare større for hvert år som går.



Figur 9. Bildet er tatt 23 juni 2014. Høyden på snøskavelen er ca. 8 meter.

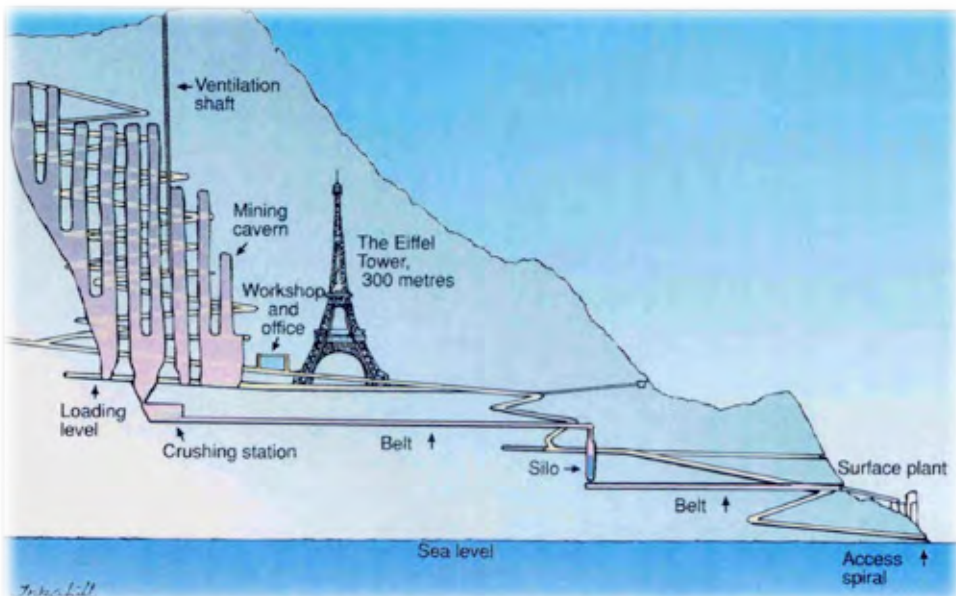
Utfordringene som de store snømengdene vil gi oss i fremtiden gjør at vi ikke skal drive bruddet så langt ned som opprinnelig planlagt. Dette rågodset skal vi heller bryte med å gå litt høyere med Gruve-2.

Underjordsgruven

Gruve-1

Gruve-1 ble etablert i den beste delen av forekomsten på cote 220 og er drevet opp til cote 615 bortsett fra en skive som er drevet opp til cote 640.

Brytningsmetoden har vært skivepall med en høydeforskjell mellom skivene på ca. 45 meter.



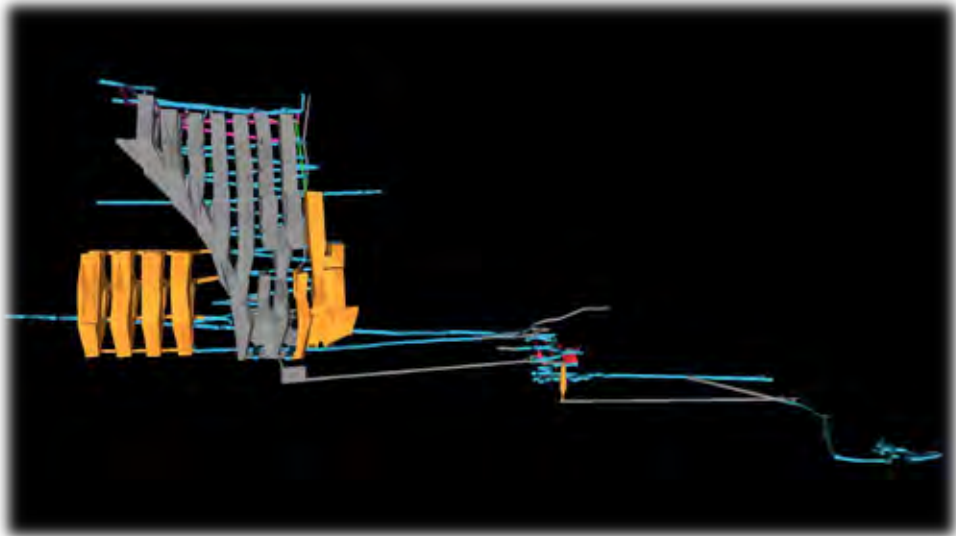
Figur 10. Gammelt bilde som illustrerer hvilke dimensjoner bergrommene på Stjernøy har.

De største rommene har en bredde: 27,5 m, lengde: 80 m og høyde: 420 m. Det er 15 meters brede piler mellom bergrommene samt en 20 meters bred strøkpilar som deler opp magasinene i en heng og en ligg side.

På grunn av at man har startet nede å så drevet gruve oppover i fjellet er tyngdekraften benyttet til transport av rågodset ned til lasteuttak for knuserstasjonen som ligger under gruve-1. Dette sammen med et stabilt fjell som trenger forholdsvis lite sikring ga en svært kostnadseffektiv gruedrift.

Gruve-2

Gruve-2 er drevet etter samme prinsipp som gruve-1 og går fra cote 220 og opp til cote 380 der fortsatt halve nivået gjenstår.



Figur 11. De fire magasinene til venstre i bildet utgjør gruve-2, mens den gule delen av gruve-1 brukes til rågodsmagasin. Resten av gruve-1 er planlagt fullt opp av gråberg slik at kronpilaren kan ytnyttes. I midten av bildet ses den gamle delen av gruve-1 fra tidlig 60 tall.

Referanser

Geis H.P. 1979

-Nepheline Syenite on Stjernøy, Northern Norway
Economic Geology, vol. 74, p. 1286-1295

Heier K.S. 1961

-Layered gabbro, hornblendite, carbonatite and nepheline syenite on Stjernøy, North Norway.
Norsk Geologisk Tidsskrift, vol. 41, p.109-155.

Nystuen H.P. 2006

-Urtidskontinentet brytes opp. Seinprekambrium, fra urtid til oldtid; 850-542 Ma
Kap.4 i Ramberg I.B., Bryhni I. & Nøttvedt A. (ed.). Landet blir til. Norges geologi., 608 s.

BERGTEKNISK INSPEKSJON, TILSTANDS- OG RISIKOVURDERING AV 12KM LANG TILLØPSTUNNEL FOR URENSET AVLØPSVANN (KLOAKK) FRA KARIHAUGEN I OSLO TIL NRA's AVLØPSRENSEANLEGG I STRØMMEN

Inspection of a 12km long sewer tunnel from Karihaugen in Oslo to the NRA sewer treatment plant in Strømmen including operational risk assessments related to the rock conditions as well as health and safety (H&S) issues

Siv.ing. Jan K.G.Rohde, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

På oppdrag fra Nedre Romerike Avløpsselskap IKS (NRA), har Sweco Norge AS, i Samarbeide med NGI, foretatt en inspeksjon med bergteknisk tilstandsvurdering av den 12km lange tilløpstunnelen for avløpsvann fra grensen mellom Lørenskog kommune og Oslo ved Karihaugen til NRA's renseanlegg i Strømmen. Inspeksjonen ble utført 14. – 17. januar 2014, en kald periode med relativt lite vannføring i tunnelen.

Tunnelen ble drevet på slutten av 60-tallet, og det er siden den gang ikke foretatt bergteknisk inspeksjon av tunnelen. Forut for inspeksjonen ble det foretatt grundige forberedelser med blant annet meget stor fokus på helse og skaderisiko ved inspeksjonen.

Med unntak av sikring av større svakhetssoner med full utstøping, ble det registrert kun få områder der det var sikret med bolter og bergbånd. Resultat fra befaringen er at den tekniske tilstand er god, men at enkelte områder må inspiseres og tilstand vurderes innen en 10-årsperiode. Stabilitetssikrende tiltak kan da bli nødvendig.

Personalsikkerheten var godt ivaretatt grunnet god planlegging, tilrettelegging og utførelse av sikkerhetstiltak i gjennomføringsfasen. Inspeksjonen ble gjennomført uten skader, magesbesvær eller andre helsemessige komplikasjoner.

SUMMARY

Inspection of the 12km sewer tunnel from Karihaugen near Oslo to NRA's sewer treatment plant in Strømmen, was executed in the period 14th to 17th January 2014, a relatively cold and dry period.

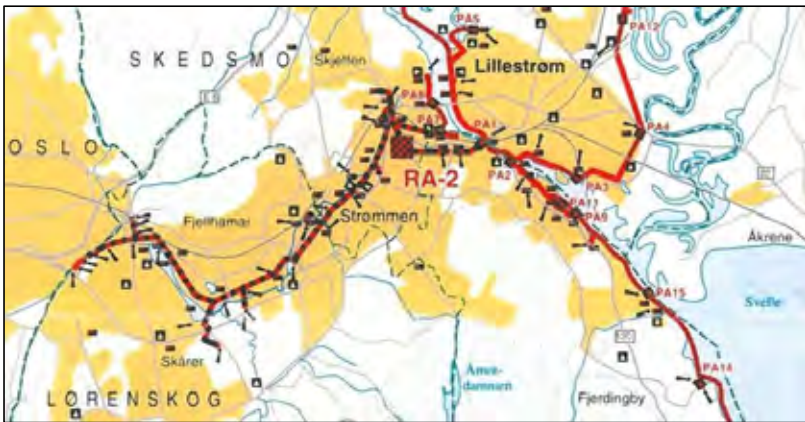
The tunnel was constructed at the end of 1960's, and there has not been any inspection with focus on the rock stability in the tunnel system. Before the inspection took place, there was a thorough planning with great focus on the health and safety aspects during the inspection.

With exception from the full concrete lining of fault crossings, the tunnel had only very few sections with rock bolts and steel straps. The concrete linings were in generally good condition while rock bolts and straps were generally corroded and in very poor condition. Generally, the rock stability in the sewer tunnel is good, but the next tunnel inspection is recommended within the coming 10 years. Rock support measures might then be required.

With respect to the health and safety aspects, the inspection was carried out without any accidents or injuries to the persons involved due to very good planning, preparation and safe execution of the work.

INNLEDNING

På oppdrag fra Nedre Romerike Avløpsselskap IKS (NRA), har Sweco Norge AS, i samarbeid med NGI, foretatt en inspeksjon med bergteknisk tilstandsvurdering av den 12km lange tilløpstunnelen for avløpssvann fra grensen mellom Lørenskog kommune og Oslo ved Karihaugen til NRA's renseanlegg i Strømmen. Oversikt over anlegget er vist i figur 1.



Figur 1 Oversiktskart. Tunnelen vises med stiplede rød og svart linje.

Før selve inspeksjonen ble utført, ble det foretatt en grundig planlegging og forberedelse med stor fokus på sikkerhet og skaderisiko.

Selve inspeksjonen ble utført i perioden 14. – 17. januar 2014, en periode med frost og lite tilsig av overvann til tunnelen.

Ansvarlig for gjennomføringen var driftssjef Eirik Rismyhr fra NRA og arbeidene ble fra vår side ledet av sivilingeniør Jan K.G. Rohde fra Sweco i samarbeid med ingeniørgeolog Arnstein Aarseth fra NGI. I tillegg deltok ingeniørgeologene Kenneth Haraldseth og Anders Palm fra Sweco. Arbeider med tilrettelegging og sikkerhet ble ledet av Øyvind Brandsdal fra Skanska AS.

ORIENTERING

NRA er et interkommunalt selskap som eies av de tre kommunene Lørenskog, Skedsmo og Rælingen. Gjennomsnittlig renner 500 liter avløpssvann i sekundet gjennom renseanlegget, fra ca. 130.000 personer, sykehus, næring og industri. Anlegget var i full drift under inspeksjonen.

Anlegget ble påbegynt på 60-tallet, og renseanlegget var klar til drift i 1972. Anlegget er senere blitt utvidet og renseprosessen trinnvis oppgradert.

Det er ikke foretatt en systematisk bergteknisk tilstandsvurdering av tilløpstunnelen siden anlegget ble satt i drift i 1972.

GEOLOGI OG ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD

Geologi og berggrunn

Avløpstunnelen ligger i et geologisk område som tilhører Østfoldkomplekset fra prekambrium, antatt rundt 1200 millioner år gammelt. Hovedsakelig består bergartene i dette området av gneiser som for det meste er omdannede dypbergarter.

Ut fra NGU's berggrunnsgeologiske kart M 1:250 000 ligger den vestligste delen av tunnelsystemet i et område dominert av granittisk til tonalittisk biotittgneis, migmatittisk og stedvis øyegneis. Tunnelen krysser en bergartsgrense i østre del av Langvannet og går herfra i en granodioritt og tonalitt som er beskrevet som massiv og foliert.

Fra området ved Strømmen stasjon og fram til renseanlegget går tunnelen i det geologiske området som består av granittisk biotittgneis og øyegneis.

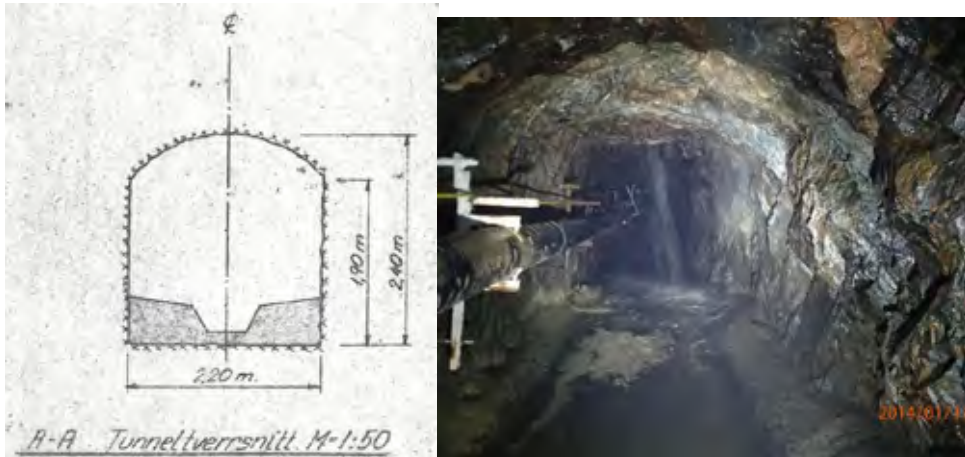
Anleggstekniske forhold

I tillegg til hovedløpet for tilløpstunnelen, er det drevet flere grentunneler/blindtunneler for påslipp undervegs.

Selve hovedløpet har en lengde på ca. 10 km, og med sidetunneler anslås total tunnellengde til i størrelsesorden ca. 12 km.

Tunnelsystemet ble drevet med knematere og skinnedrift. Hovedadkomsten var ved renseanlegget i Strømmen. I tillegg ble det drevet sjakter ved Lørdagsrud på Fjellhamar samt Knatten og Langgrunna ved Langevannet i Lørenskog. Det var omlasting fra vagger til skrapespill i bunn av sjaktene ved Lørdagsrud og Langgrunna. Løngs tunnelen er det også etablert flere borhull og mindre sjakter for påslipp, deriblant ved Nordlimyra i Lørenskog som er hovedmottak for septik.

Tunnelsystemet har et teoretisk tverrsnitt på 2,2 x 2,4 meter. Teoretisk tverrsnitt er vist i figur 2. Reelt tverrsnitt var noe større for å få plass til utstyr og ventilasjon. Det er sprengt ut nisje for ca. hver 100 meter gjennom hele tunnelsystemet.



Figur 2 Tverrsnitt tilløpstunnelen, teoretisk og råsprengt

Det er støpt såle i bunn av hele tunnelen og i tverrtunneler.

Jevnt over er det lite borpiper synlige i konturen, muligens på grunn av kraftig ladning i konturhull, eventuelt kombinert med oppsprukket berg (foto, figur 2). Det var neppe stilt krav til kontur i tunnelen.

Til tross for stedvis relativt tett oppsprukket berg, ble det registrert svært lite nedfall i de deler av tunnelen som var usikret. Dette antas å skyldes kombinasjon av bergmassenes «kompakte» karakter og lite tunneltverrsnitt.

Tunnelsikringen er generelt basert på grundig rensk til "klink" berg. Svakhetssoner i form av forkastninger og mektige leirsoner ble sikret med full utstøping. Det er benyttet både støpeskjold og bordforsikaling ved utstøpingene. Generelt er disse utstøpingene i god forfatning. Kun ved noen få tilfeller er det benyttet stigeband og bolter for å stabilisere avløste blokker. Disse sikringsmidlene er hardt angrepet av rust og har lite gjenværende effekt.



Foto 1 Korroderte bergbånd til venstre og sikringsstøp i god forfatning til høyre

FORBEREDELSE, ORGANISERING OG SIKKERHETSOPPLEGG

NRA hadde det overordnede ansvaret for gjennomføring av inspeksjonen, Skanska var ansvarlig for logistikk, tilrettelegging og sikkerhet, UCO for kommunikasjon mens Sweco og NGI hadde ansvaret for den faglige del med registrering, kartlegging, dokumentasjon og rapportering.

Før inspeksjonen ble det avholdt fire planleggingsmøter hos NRA i Strømmen med stor fokus på helse og sikkerhet ved gjennomføringen. Ved siste møte ble det gjennomført en sikker jobbanalyse, SJA, der samtlige deltagere var med. Skanska stilte med to sikkerhetsmenn, Jan Erik Heimdal og Morten Grindalen Radiokommunikasjon ble ivaretatt av Tobias Paulsson, Finn Finsen og Glenn Stian Sogge fra UCO. Logistikk og sikkerhet ble ledet av formann Hans Olav Tråer fra Skanska.

Arbeidene ble fordelt på to ingeniørgeologiske fagteam med to deltagere på hvert team, hvorav en senior som fagansvarlig på hvert lag. Hvert team var utstyrt med videokamera festet til hjelmen, og det ble filmet kontinuerlig under inspeksjonen. Sikkerhetsmannskap fra Skanska foretok kjeding og innmåling.



Foto 2 Ett av inspeksjonslagene klar til innsats den 14. januar 2014

Ved gjennomgang av sikkerhet og risikovurderinger ble følgende potensielle farekilder identifisert:

- Blokkfall fra ustabilt berg og potensielle rasområder
- Infeksjons- og smittefare, hud-, sår-, mave/tarm- og øyeinfeksjon, aerosoler (vanndråper, tåke), bitt av rotter, smitteoverføring til 3.person
- Gasser, oksygenmangel, radon, gassutvikling ved oppvirling av slam
- Skli- og fallrisiko
- Tomme batteri på lykter

Som kompensierende og risikoreducerende tiltak ble følgende gjennomført

- Vaksinerings av mannskap

- Skille mellom ren og uren sone
- Rigg med kontainer for spyling og desinfeksjon etter inspeksjon (Skanska/UCO)
- Personlig hygiene, fasiliteter til disp. på Fjellhamar (dusj, badstue) etter inspeksjon
- Vadere, hjelm og notater oppbevares i uren sone, notater avfotograferes og kastes
- Lykter og fotoutstyr til lading i mobil brakke
- Gass, oksygen og radonmålere
- Selv-reddere (plombert) til hever mann med oksygen til ½ time
- Hjerterstarter
- Kommunikasjon (UCO)
- Rigg med vaktmann i beredskap utenfor adkomstsjakt,
- Påslipp for septik ved Nordlimyra stengt ved inspeksjon i tverrtunnel mot mottaket (15/2 kl. 0900 – 1100)
- Ikke bruk av renskespett (skaderisiko ved blokkfall)
- Ikke vernesko – irrelevant og uhensiktsmessig
- Vannfast papir og penn/blyant
- Motivert mannskap med god helse og godt humør

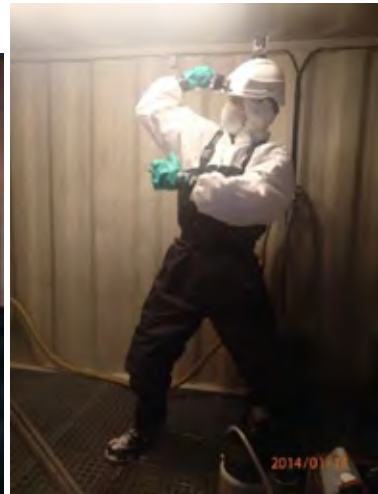


Foto 3 Mannskap under forberedelse i «ren» sone og ferdig påkledd i spylecontaineren

REGISTRERINGER OG TILSTANDSVURDERINGER

Tilstandsvurderingen var basert på risikovurdering der stabilitetsforhold, fare for blokkfall og ras, samt sannsynlighet for og konsekvens av blokkfall eller ras i tunnelen ble beskrevet. Det ble angitt antatt tidspunkt for potensiell hendelse (blokkfall, ras) med tidligst, antatt og seinest tidspunkt (år) for hendelsen (blokkfall, ras), konsekvens og avbøtende tiltak.



Foto 4 Inspeksjonslag på veg mot Lørdagsrud

For hvert område der det ble identifisert fare for blokkfall eller ras, ble det utarbeidet forslag til tiltak og når disse bør utføres.



Foto 5 Registrering av sone med blokkutfall

Generelt inntrykk fra beferingen er at bergteknisk tilstand i tunnelen er jevnt over bra. Til tross for stedvis oppsprukne bergmasser var stabiliteten stort sett god, og det ble registrert lite blokknedfall.

Bortsett fra sikring med full utstøping av svakhetssoner, ble det registrert kun få områder der det var benyttet bolter og bergbånd. Ved støp i tunnelen er det benyttet både støpeskjold og bordforskaling. Betongen var jevnt over av god kvalitet, mens bolter og bergbånd var sterkt korrodert.



Foto 6 Registrerings skjema ble avfotografert og kastet etter hver inspeksjon

Tunnelen må betegnes som tørr og det ble kun registrert små innlekkasjer i form av drypp og silder med anslagsvis størrelsesorden $<0,1$ l/sek. Tunnelen ligger i sin helhet under grunnvannsnivå som er representert av bekk og våtmarksområde ved Lørenskog stasjon, Langevannet og Fjellhamarelva. Registrert innlekkasje antas således å være stabil og uavhengig av årstidsvariasjoner og nedbør.

Erfaringer HMS og sikkerhet

Sikkerhetsmessig må inspeksjon av tilløpstunnelen betegnes som meget vellykket. På forhånd var sklisikoen vurdert som den største og vi opplevde ett tilfelle med fall uten skade. Dessuten hadde vi en lettere øyeinfeksjon, som kan ha hatt sammenheng med vanndråpe ved inspeksjonen. Men denne kan også ha hatt andre årsaker uavhengig av inspeksjonen.

Gummihansker var tapet til engangsdressene og vi hadde ikke klokke. Vi var derfor uten tidsbegrep under inspeksjonen og dette kunne ha ført til problem med tapping av batteri. Reservekapasitet var meget viktig. Innkjøp av billig klokke til å ha utenpå vernedress ville vært en fordel.

Ventilasjonen var tilfredsstillende i hovedtunnelen der det var god trekk, men dårlig i grentunnelene der det var stillestående luft. Stedvis ble det registrert tåkedannelse og høyt fuktinnhold. Gass- og oksygenmålere ga ikke utslag.

Hver inspeksjon tok ca. 4-5 timer som anses for rimelig fornuftig oppholdstid i tunnelen. Med forberedelse, omklledning før samt rengjøring og dusj etter inspeksjon ble det full arbeidsdag.

Det var begrenset rekkevidde på kommunikasjonsutstyret, sannsynligvis på grunn av lite tunneltverrsnitt.

Inspeksjonen ble utført i kald periode med lite tilsig av vann. Oppgitt vannføring var 200 l/sek, men ble visuelt anslått til noe større etter hvert som man nærmet seg renseanlegget.



Foto 7 Inspeksjonslag etter dagens innsats

Det var ingen skade eller helseproblem, mavebesvær eller lignende under eller etter inspeksjonen takket være god forberedelse, oppfølging av risikoreducerende tiltak, god kommunikasjon og meget godt samarbeid.

Inspeksjonen ble gjennomført på kortere tid enn planlagt.

BEHOV FOR NYTENKNING I HMS-FOKuset?**Ulike roller! Ulikt fokus – eller sammen om felles utfordringer?****A NEED FOR HSE-INNOVATION?****Different roles; Different focus - or a collective approach to common challenges?**

Dr. ing Elisabeth Schjøberg, Multiconsult

SAMMENDRAG

Siden 1960-tallet har omfanget av alvorlige arbeidsulykker i BA-næring vært nedadgående, spesielt siden Byggherreforskriften ble introdusert i 1995 og til tross for en økning i aktiviteten. Siden 2009 har det likevel skjedd en negativ utvikling av dødsulykker i den delen av anleggsektoren som arbeider med oppdrag for Statens vegvesen.

Samtidig har BA-næringen samlet sett ikke hatt noen endring i tallene for omkomne i perioden 2009 – 2013. Artikkelen er en refleksjon over endringer i menneskelige, kulturelle og strukturelle faktorer som kan ha betydning for utviklingen av ulykkesbildet. Flere av disse skal i prinsippet ikke slå annerledes ut for anleggssektoren enn for byggsektoren. De innebærer uansett faktorer det kan være verdt å studere nærmere med tanke på forebygging.

Den store endringen i anleggsektoren, er den betydelige veksten i omsetning, endring i størrelse på kontrakter med tilhørende fler grensesnitt og mer komplekse samhandlingsmønstre. Sammen med blant annet endringer som innebærer fragmentering av ansvar, er det sannsynlig at disse endringene innebærer en reduksjon i sikkerhetsmarginene.

Det er i fremtiden ikke tilstrekkelig å kun fokusere på systemer – dersom man skal unngå en økning i ulykkesituasjonen. Systemene må ta utgangspunkt i at mennesker gjør mange små feil hele tiden og ha tilstrekkelig buffer mot dette. De må være enkle, så de inspirerer til etterfølgelse. Det er avgjørende nødvendig å ha bedriftskulturer der sikkerhetsfokus er en realitet, og i tillegg må det personlige ansvar tydeliggjøres, slik at underskrifter betyr noe mer enn et punkt i sjekklisten.

SUMMARY

Since the 1960s the extent of serious occupational accidents in the construction industry has been declining, especially since the introduction of the “Safety, health and working on construction sites (building regulations)” in 1995, and despite an increase in activity. Since 2009, however, road construction projects commissioned by the Norwegian Public Roads Administration have observed a negative trend in fatal accidents.

Meanwhile, the construction industry as a whole has seen no change in the numbers of fatalities in the period 2009 - 2013. This article reflects on changes in the human, cultural and

structural factors that may influence the development of accident patterns. Several of these factors should in principle not impact the road construction sector differently to the building sector, nonetheless they may be worth studying further in terms of accident prevention.

Major changes in the road construction sector include significant increase in turnover, changes to the size of contracts with associated multiple interfaces, and more complex patterns of interaction. Along with, among other things, changes involving fragmentation of responsibilities, it is likely that these changes lead to a reduction in safety margins.

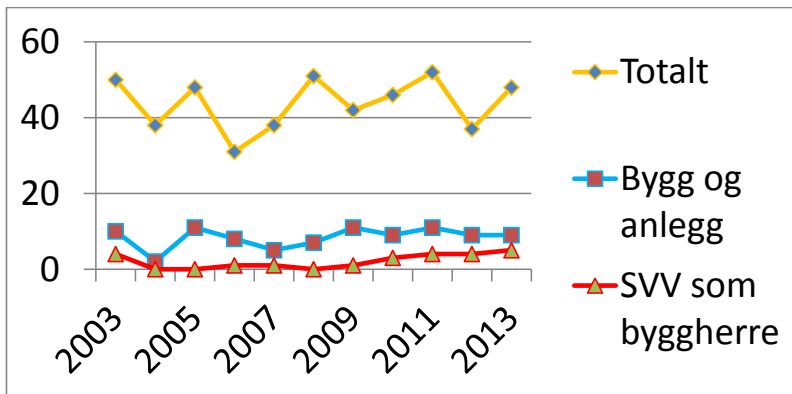
In the future it is not sufficient to focus only on systems - if one is to avoid an increase in accident scenarios. The systems must be based on the "human factor": humans continually make minor mistakes, and they must have sufficient buffers to account for this. The systems must be simple, so that they inspire compliance. It is imperative to have both a corporate culture where safety awareness is a reality, and clearly defined personal responsibilities, so that signatures mean more than a point on a checklist.

1. INNLEDNING

«Alle trygt hjem» er et tenkbart slagord i en anleggsbedrift som er opptatt av sikkerhet – og det er jo de fleste seriøse entreprenørene. 2013 ble likevel et dystert HMS-år for den norske anleggsnæringen, med flere stygge hendelser hvorav flere med dødelig utfall. Mange spørsmål kan selvfølgelig stilles i en sårn sammenheng. Ett av dem er om dette var noe vi kunne forvente, eller var det en ren tilfeldighet? Det enkleste og mest bekveme er selvfølgelig å tenke at det var tilfeldig. Et annet spørsmål man kan stille – dersom det ikke var en tilfeldighet; kan man forvente en fortsatt økning, hva peker i såfall til det – og hva kan gjøres for å snu kurven?

Før jeg går videre, er det nødvendig å påpeke at antall dødsulykker i BA-næringen har gått ned siden 70-tallet, slik det er vist i figur 2. I samme periode har aktivitetsnivået i BA-næringen økt. Dette reflekterer sannsynligvis både en generell holdningsendring til risiko i det norske samfunnet sammen med systematisk HMS-arbeid i BA-næringen. I samme periode har eksempelvis omfanget av trafikkulykker med drepte og hardt skadde gått, også i den sektoren er det gjennomført mange ulike typer tiltak for å redusere ulykkesomfanget. Dette er et viktig bakteppe for denne artikkelen.

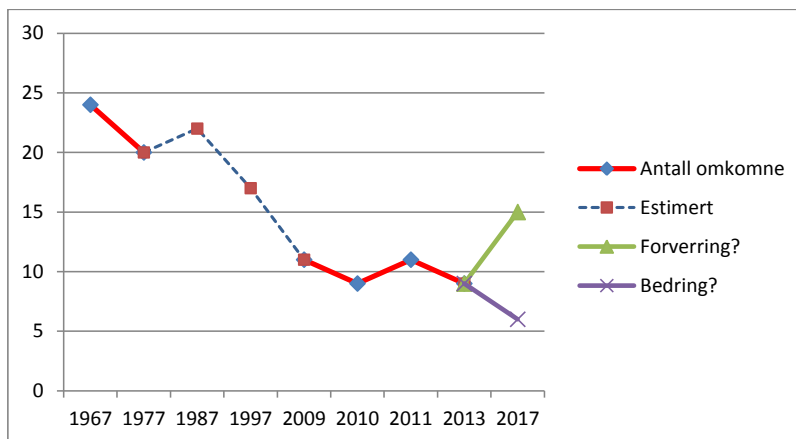
Tilbake til situasjonen i deler av anleggssektoren. Figur 1 ble vist av Jan Erik Lien på Norsk Fjellsprengingsforening - NFF's temadag om sikkerhet i anleggsbransjen 6. mai 2014¹. Figuren viser at antall omkomne innen Bygg- og anleggssektoren hvert år har holdt seg nokså stabilt de siste årene, men at det har vært en økende trend med ulykker på anlegg for Statens vegvesens i en periode med økende aktivitet. I så måte kan det se ut for at økningen for Statens vegvesens anlegg i 2013 ikke er tilfeldig. Siden tallene for BA-næringen samlet er noenlunde stabil, må jo det bety at andre deler av næringen har blitt bedre. Finnes det et årsaksmønster i tillegg til økende aktivitet?



Figur 1 viser utviklingen på dødsulykker i norsk arbeidsliv 2003 – 2013 – presentert av Jan Erik Lien på NFF's temadag om sikkerhet i anleggsbransjen. Kilde: Arbeidstilsynet

Jeg vil i denne artikkelen med andre ord undersøke om det kan være grunnlag for å si at økningen i hendelsene for Statens vegvesen i perioden fra 2008 - 2013 IKKE var tilfeldig, og

derigjennom etablere hypoteser om hva viktige årsaker til en slik økning kan være. Er det tenkbart at det har skjedd endringer i anleggskulturen som i seg selv har bidratt til en forverring i risikobildet? Hvis så er tilfelle – kan man jo forvente at det også i årene som kommer, vil skje mange stygge hendelser, hendelser som bidrar til at ulykkeskurven fortsetter å forverre seg – med mindre man finner gode løsninger slik at den trenden vi har hatt snus.



Figur 2 viser Statistisk sentralbyrå's (SSB) sine tall for antall omkomne innen en samlet BA-næring for årene 1967, 1977, 2009, 2010 og 2011. Tallene for 2013 fra figur 1. Systematisk arbeid, ny byggherreforskrift i 1995 og kanskje, en generell kulturendring har bidratt til en markant nedgang i dødsulykker i næringen – i en periode der aktiviteten i snitt har vært høy og økende.

For ordens skyld vil jeg påpeke at jeg ikke har noen ambisjon om å gi et bilde som dekker alle faktorer – dette er et komplekst område! Oversikten er basert på egen erfaring, diskusjoner med kolleger med lang fartstid i BA-næringen i tillegg til lesing av rapporter og oppslag i aviser og bygg.no. Å verifisere eksemplene med tall, måtte være en oppgave for en egen undersøkelse. Det er mitt håp at artikkelen kan inspirere noen til å gå litt mer inn i dybden på enkelte av de momentene som er beskrevet i det følgende.

2. NÅR NOE GÅR DEN GALE VEIEN

HVA FORTELLER ULYKKESANALYSER?

Vi kan håpe at 2013 representerte et unntaksår for Statens vegvesen, men også i 2014 har det vært dramatiske avisoverskrifter – og tragiske dødsulykker.

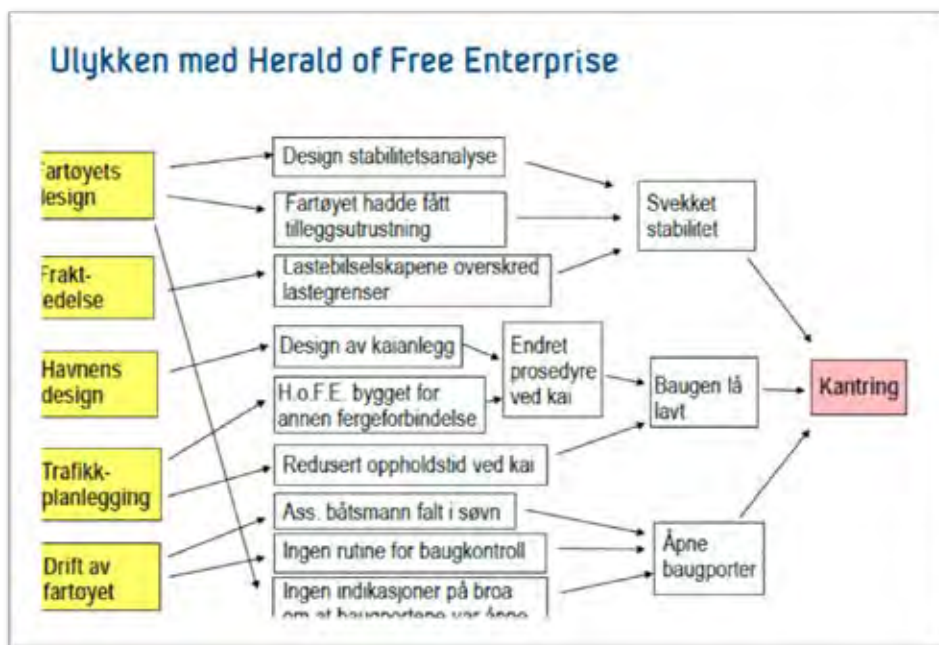
Det gjennomføres mange ulykkesanalyser i BA-næringen, og det foretas systematisk innsamling av ulykkeserfaringer. Dette gir et godt grunnlag for å vurdere ulykkesforebyggende tiltak, men er det tilstrekkelig? Får man tilstrekkelig dyp innsikt i komplekse sammenhenger dersom det er systemtenkingen vår som trenger en liten oppussing?

Det er interessant at Ranveig Kviseth Tinmannsvikⁱⁱ (2014), forsker på SINTEF Teknologi og samfunn, avd. Sikkerhet på NFF's temadag stiller spørsmålet:

Får vi nok sikkerhet igjen for de ressursene vi bruker på ulykkesgranskinger?

Hun påpeker: «Ulykkesgranskning er en viktig forutsetning for læring, men å lære, i form av **handlinger, forbedringstiltak og endringer i arbeidsprosesser** er en mye mer krevende prosess». Som grunnlag for sitt spørsmål, påpeker hun at industrien som har gode prosedyrer for ulykkesgranskning, i mindre grad er opptatt av oppfølging og læring etter ulykker.

Gjennom et konkret eksempel knyttet til ulykken med Herald of Free Enterprise, viser hun at det er sjelden er en faktor som forklarer ulykker.



Figur 3 viser Ranveig Kviseth Tinmannsvik, forsker ved SINTEF teknologi og samfunn, sin illustrasjon av at det ofte er komplekse årsaker til ulykker – og der hun sier: «En ulykke er ikke bare noe som skjer, den forårsakes!»

Hva vet vi om ulykkene i Statens vegvesen? Etaten har i mange år sørget for systematisk registrering av uønskede hendelser og ulykker og har dermed et rimelig godt bilde av de konkrete hendelsene. Blant annet forteller Jan Erik Lien i sitt foredrag /ref 1/ følgende om ulykker i Statens vegvesen:

- Underentreprenører er involvert i de fleste alvorlige ulykkene
- Sikker-jobb-analyse (SJA) ikke gjennomført ved de mest alvorlige arbeidsulykkene
- Underentreprenør har ikke deltatt i samhandlingsprosessen

- De ni dødsulykkene i 2012 og 2013¹:
 - tre ulykker knyttet til bruk av «tunge» maskiner
 - to ulykker i forbindelse med brubygging
 - tre ulykker i forbindelse med tunnelarbeid
- Det er utelukkende norske arbeidstakere som har mistet livet
- Rapportering av reelle og potensielle K4- og K5- hendelser var knyttet til:
 - Arbeid i høyden
 - Sprengningsarbeid
 - Trafikkavvikling²
 - Trafikkdirigering
 - Arbeid nær elektriske kabler

Når det kommenteres at underentreprenørene er involvert i de fleste alvorlige ulykkene, bør dette ses i lys av hvor stort omfang av arbeidet som faktisk utføres av underentreprenørene. Lien oppgir ikke tall for dette.

I analysene arbeides det med å kartlegge både direkte årsakene og bakenforliggende årsaker. For et vist eksempel påpekes det at manglende kompetanse og mangelfulle holdninger var en bakenforliggende årsak ved 12 hendelser knyttet til arbeid i høyden.

Selv om det ikke var utenlandske arbeidstakere blant de omkomne i ulykkene nevnt over ved Statens vegvesens anlegg, er det likevel et poeng å merke seg den informasjonen man kan finne på Arbeidstilsynets hjemmeside:

Utenlandske arbeidstakere har en høyere risiko for arbeidsulykker enn sine norske kolleger. Arbeiderne i industrien og byggebransjen er utsatt for høyest risiko, uavhengig av nasjonalitet.

Årsakene til at utenlandske arbeidstakere har en høyere risiko for arbeidsulykker er mange og sammensatte. Årsakene er blant annet: språkbarrierer, at de oftere er ansatt i sektorer med høy risiko, mange er innleid arbeidskraft, og derfor ikke er en integrert del av sikkerhetskulturen på arbeidsplassen. Utenlandske arbeidere jobber ofte lange dager, som kan være en risikofaktor.

ULYKKESÅRET 2013 I JERNBANESektoren

Det er interessant at 2013 tilfeldigvis ble det året der jernbanesektoren var hjemsoekt av mange og alvorlige ulykker. Disse ulykkene ble analysert av Professor i jernbaneteknikk Felix Schmidⁱⁱⁱ. Denne analysen ble presentert i et foredrag i Multiconsult i januar 2014 og er en inspirasjonskilde for innretning av foreliggende innlegg. Han påpekte blant annet endringer i det generelle risikobildet som hadde skjedd over tid i så godt som hele verden og at sikkerhetssystemene ikke i tilstrekkelig hadde tatt inn over seg disse endringene. Dette ble eksemplifisert blant annet med ulykken ved Lac Mégantic Disaster i Canada 6. juli 2013 der

¹ Den siste ulykken kommenteres ikke spesielt

² Det er ikke kommentert om det er trafikanten som har forårsaket ulykken, eller om det er trafikanten som har vært utsatt for ulykke

et løpsk tog resulterte i en nedbrent by og 45 omkomne. En hel kjede med endringer som alle medførte økt risiko førte i følge Schmid til denne hendelsen:

- Mengde olje som ble transportert på den aktuelle banestrekningen var *mangedoblet* – uten at det hadde resultert i omlegging av sikkerhetssystemene
- Typen olje som ble transportert var mer lettantennelig
- Konkurransesetting og mer marginal fortjeneste hadde resultert i at vedlikehold ble redusert – med den effekt at bremsesystemene i toget ikke var i orden
- Vakthold utført av personer som ikke hadde kjennskap til svakheter i bremsesystemet ble kritisk for hendelsesforløpet – som for øvrig omfattet en rekke aksjoner som alle økte sannsynligheten for at noe skulle skje
- Konkurransesetting hadde gitt fler aktører med mer komplekse grensesnitt mellom ansvar – i norsk sammenheng snakkes det ofte om pulverisering av ansvar

Den direkte årsaken til at toget kom i bevegelse, var et branntilløp i det bremsesettet som var i orden. En vakt frikoplek lokomotivet fra vognene – for å hindre brann i oljevognene. Pga mangler ved bremsene i disse vognene, kom de i bevegelse og raste inn i den lille byen som brant i flere dager.

De to første punktene innebar et endret og forverret risikobilde samtidig som de hadde dramatisk effekt på konsekvensene. Ingen enkeltperson, som eksempel vaktmannen ville kunne ha dette perspektivet når han er på vakt – han vil agere ut i fra det han ser der og da.

HVA KAN BETONGKVALITET FORTELLE OM KULTUR I BA-NÆRINGEN?

Tidlig på 90-tallet gikk det en bølge av betongproblemer over landet – betongsyken ble det kalt. Så vidt jeg vet ble ingen personer skadet av bølgen, men det kostet samfunnet atskillig hundre millioner. Jeg vil bruke betongbruene som eksempel, fordi jeg kjenner situasjonen for disse godt. Men poenget i beskrivelsen er at det var en rekke endringer i bakenforliggende systemer kombinert med en generell kultur i næringen som til sammen bidro til en rask utvikling av betongskadene.

Kanskje kan holdninger til kvalitet i anleggsbransjen si noe om kulturen i bransjen generelt som kan ha overføringsverdi til HMS-arbeidet. For det andre er det tenkbart at det kan være likehetstrekk mellom utviklingen av betongskader og utviklingen innen HMS-utfordringer som har overføringsverdi.

Gjennom mange år hadde i realiteten kvalitetsmarginene for brukonstruksjoner systematisk blitt bygget ned – og prosessen ble forsterket på 1980-tallet. For det første var materialkravene redusert, kravene til sementinnholdet i konstruksjonene ble redusert, i tillegg til at sementkvalitetene ble endret. Resultatet var at mindre mengde sement raskere ga etterspurt fasthet. For det andre ble brukonstruksjonene utsatt for et annet klima, bruer ble bygget i tøffere marint klima og i innlandet ble bruene utsatt for stadig mer salting. Det kom endringer i de konstruktive retningslinjene – og det ble bygget mange store konstruksjoner. Kort sagt – mange parametre var i endring, påkjenningene økte og de innebygde sikkerhetsmarginene ble redusert.

I samme periode var det en kraftig økning i byggevolum – noe som i praksis betyr at erfaringsgrunnlaget og kompetansen til de som deltok i byggeprosessen i snitt var lavere enn tidligere.

Mange av konstruksjonene hadde dessuten innebygde feil – støpesår og mangelfull armerings-overdekning var hyppige kvalitetsproblemer på de konstruksjonene som fikk skader. Feil som ofte hadde vært synlig ved overtakelse – eller som kunne og burde vært sett i forbindelse med produksjonen og før overtakelse. Med andre ord: praksis med kvalitetsfeil har vært akseptert: entreprenørene bygget slik, prosjekteringen gjorde det i en del tilfeller umulig å sikre tilstrekkelig overdekning - og byggherren aksepterte resultatet.

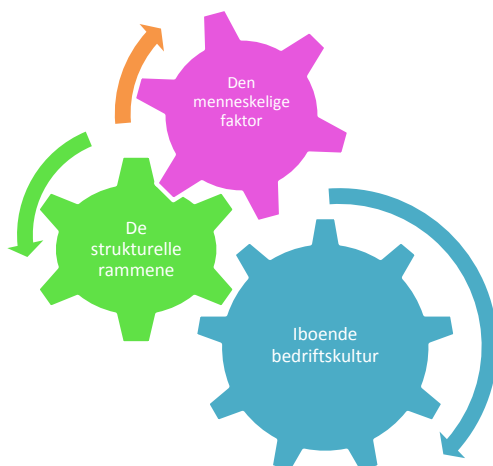
I en sann situasjon er det ikke mulig å forklare problemene med en enkelt årsak – det er en rekke faktorer som bidrar – og det handler både om den menneskelige natur, om kompetanse, om bedriftskultur – og om hva slags systemer som er satt opp for å sikre at man får den kvaliteten man ønsker. Denne historien forteller at det var svakheter i systemet, men samtidig var det en kultur for å ikke gjøre ting helt slik det var planlagt.

Fra mine år i BA-næringen kan jeg dessverre fortelle mange tilsvarende eksempler.

3. DELELEMENTENE – GRUNNLAGET FOR SYSTEMSIKKERHETEN

ALT HENGER SAMMEN MED ALT

Det som er spesielt med BA-næringen generelt og anleggsbransjen spesielt, er prosjektorganiseringen og den desentraliserte strukturen. Stadig nye mennesker skal på kort tid ristes sammen, for i en relativt begrenset tid, arbeide sammen og skape kvalitet. Arbeidsplassene er normalt geografisk langt fra bedriftens ledelse, og anleggsområdene strekker seg over lange avstander. I tillegg er arbeidet ofte knyttet til anleggsmaskiner – den enkelte fagarbeider sitter alene i sin maskin. Dette gir spesielle utfordringer med å skape en helhetlig bedriftskultur, og den menneskelige faktor blir spesielt viktig. Er det forhold i tiden som påvirker eksempelvis den menneskelige faktor på en slik måte at man må jobbe på en annen måte med bedriftskulturen? Slike endringer finnes i alle fall i de strukturelle rammene.



Figur 4 «Alt henger sammen med alt» også i BA-næringen. Tre viktige faktorer for utvikling av sikkerhet i BA-næringen

Jeg vil i det følgende belyse enkelte forhold som påvirker det reelle sikkerhetsnivået i BA-sektoren og knytte dette til de tre sentrale hovedfaktorene:

- Den menneskelige faktor
- De strukturelle rammene
- De kulturelle rammene

DEN MENNESKELIGE FAKTOR - PERSONFORUTSETNINGENE

«Ikke i henhold til våre prosedyrer»

En av Felix Schmidts kommentarer knyttet til analysen av jernbaneulykker i 2013, var at sikkerhetssystemer i for liten grad tar hensyn til den *menneskelige* faktoren. I mange av ulykkene kunne man si at menneskelige feil var en utløsende årsak. Schmid mer enn antyder imidlertid at sikkerhetssystemene i for liten grad tok hensyn til nettopp at folk er folk. Dette kan illustreres ved et ferskt, norsk eksempel:

Bakerst i artikkelen ligger det klippet ut to innlegg fra bygg.no 14.- og 15. oktober 2014, knyttet til sikkerhet i et anlegg ved Ring 3 i Oslo. Bakgrunnen var arbeid på bru over ringveien der det mangler sikkerhetsgjerde, og de som arbeidet hadde heller ikke sikkerhetsseler. Her uttaler prosjektleder hos entreprenørene i følge bygg.no: «Dette er ikke i henhold til Norpox sine prosedyrer» - og legger til at dette får konsekvenser for dem det gjelder. Samtidig hevdes det i bygg.no at det er dokumentert at situasjonen ikke var en enkelthendelse, men noe som er blitt tatt opp og påpekt over tid. Sett fra en sånn vinkel kan man kanskje hevde at sikkerhetssystemet ikke er tilpasset den kompetansen og kulturen som finnes i bedriften.

Man får en fornemmelse av å ha hørt dette mange ganger! Det er derfor relevant å utforske sider ved det å være menneske som kan påvirke risikobildet i anleggssektoren.

Å være et menneske

Det finnes mange sorter mennesker – og mange slags akser man kan bruke på å beskrive mennesker – eksempelvis er det de som er nysgjerrige og de som ikke er nysgjerrige – det er de som må utfordre skjebnen – og dem som ikke liker å gjøre det i det hele tatt. Hadde vi ikke hatt nysgjerrigperene og utfordrerne, så hadde vi heller ikke hatt fly, biler, duppeditter av ymse slag – og heller ingen tungtvannssaksjon under krigen. Det ligger rett og slett i mange menneskers natur å utfordre. BA-næringen som kan være både tøff og utfordrende, trenger rett og slett folk som tåler høyder, som er kreative og finner løsninger – ordner opp. Det er derfor en viss sannsynlighet for at det finnes fler spenningssøkere i anleggsbransjen enn i et kontoryrke.

Den andre siden av denne aksen handler om å ta sjanser – og kanskje være litt dumdristige. Dilemmaet er jo at ulykker ofte henger sammen med at det er flere ting som går galt samtidig. Kanskje man har strukket strikken mange ganger før – og det har gått fint. Ulykken skjer når noe skjer som du ikke har kontroll på – det som har gått fint 10 – 15 – 20 ganger – går plutselig ikke fint lenger – enten fordi «alderen» har tatt deg – eller fordi du ikke hadde helt oversikt over de ytre omstendighetene.

I tillegg vet vi at våkenhet overfor risiko alltid vil ha en tendens til å avta over tid, noe som ikke på noen måte er noe nytt.

Hva skal til for å få en som liker å kjøre for fort, til å senke farten?

Andre viktige forhold knyttet til det å være menneske, er at våre beslutninger både er preget av rammene, arbeidsforholdene og av dagsformen. I tillegg er det sånn for de aller fleste av oss at fokus svekkes over tid – når noe skjer, vil man være mest på vakt den første tiden.

Tenke fort og langsomt

Trua på at «det ikke gjelder meg», er en vidunderlig gave som gjør det enklere for oss mennesker å leve – i motsetning til andre dyr, vet vi jo utmerket godt hva som finnes i den andre enden. Selv mange av dem som lever ut sine interesser gjennom ekstremsport er nok styrt av dette, selv om noen kjekt uttaler at det er bedre å leve risikabelt enn å leve et besteborgerlig og trygt liv.

Hva preger valgene vi til enhver tid tar? I nevnte eksempler fra bygg.no nevnes det at sikker-jobb-analyse (SJA) var utført ved anlegget to ganger – og det var slått fast at sikkerhetsseleer skulle benyttes – men de som var på anlegget hadde likevel valgt å ikke benytte de påbudte selene, bevisst valgt bort noe som innebar bedre sikkerhet for dem selv – og faktisk også for andre. Det er god tid til å tenke og beslutte om man skal ha på seg seleer eller ikke, det skulle vært interessant å vite hva som har vært de avgjørende faktorene for valget:

- Troen på at «det ikke kan skje noe med meg»?
- Et forsøk på å jobbe mer effektiv og slik spare penger for bedriften?
- En vurdering av at det sikkert ikke er noen som oppdager avviket?
- En generell refleksjon av at SJA – er et idiotisk pålegg?
- Egen selvsikkerhet – «dette har jeg jo gjort uten skader i 30 år»
- mm

«Skulle bare»-ulykkene er interessante fra dette perspektivet. Man «skulle bare» - og hadde derfor ikke tatt på seg verneutstyr – eller man er kanskje ikke så årvåken som man burde og endrer på den måten risikobildet.

«Skulle-bare» ulykkene er det helt sikkert mulig å få oversikt over i forbindelse med registrering av ulykker, men å få klarhet i hvordan den enkelte medarbeider har tenkt og besluttet, krever en litt mer omstendelig prosess. Mange av disse tankene får så fort gjennom hodet at man nesten ikke registrerer dem – det er derfor ikke gitt, at man enkelt klarer å rekonstruere akkurat hva man har tenkt - og dermed kan si klart hva som i realiteten var hovedårsaken til at man valgte som man valgte.

Slike beslutningsprosesser er de fleste av oss utsatt for jevnlig – hvor mange kan eksempelvis med hånden på hjertet si, at de aldri har kjørt for fort og aldri har kjørt mens de egentlig burde sove litt? Vi vet det ikke er lov, vi vet at konsekvensen av ulykker øker med farten – men vi velger likevel å kjøre fort – de aller fleste av oss – med litt ulike argumenter.

«Ikke mitt bord»

Jeg vet ikke om trangen til å fornekte – også når man vet at man har gjort noe galt – har vært økende eller om det er som det pleier. Det kan være det bare er jeg som har begynt å legge merke, til hvor mange ganger man leser om personer som på en eller annen måte har fått et forhold til politiet, betyr at de slett ikke har gjort noe *ulovlig*. Bare unntaksvis hører man noen si; jeg burde skjønt.

Mye av styringsreformene i Norge de senere årene, har vært motivert med tydeliggjøring av ansvar. Dette er tydeliggjort i byggherreforskriften, mange av de store endringene i offentlige bedrifter har fått bestiller ↔ utfører – modeller, også for å få tydeliggjøre hvem som har ansvar for hva. Dette har gitt flere grensesnitt – med tilhørende behov for å skape en økende mengde beskrivelser for å tydeliggjøre hvem som har ansvar for hva og økt risiko for at noe faller mellom to stoler. Det vil alltid være et område, en liten rest, som ikke kan beskrives. Dessuten: jo fler beskrivelser, desto større risiko for at de ikke blir fulgt.

Jeg vet ikke om det er en endring, men det er endringer i de strukturelle rammene som kan innebære en større fristelse for å ha fokus på å begrense sitt ansvar.

Kompetanse

Nesten hendelse rapportert i synergi:

Et lite snekkerlag har behov for utstyr med batteri. Kulde gjør at effekten på batteriet er dårlig, og snekkerlaget bruker en brenner for å varme opp batteriet – som eksploderer.

Det er mange gjentakende hendelser som det er mulig å forebygge med systematisk gjennomføring av ulike typer tiltak, men historien om uønskede hendelser er også historien om mangfold og kreativitet i måten å løse oppgaver på. En løsningsorientering som i og for seg er ønskelig, men som kan gi hendelser som det ikke er så lett å gardere seg mot! Man kan rett og slett ikke skrive rutiner for enhver situasjon – men man kan jobbe med å utvikle en kultur for å spørre og gjennomføre SJA – alltid.

I tillegg er det viktig å ha medarbeidere med kompetanse – kunnskap om mulige effekter av tiltak.

På alle områder i BA-næringen er det stort behov for kompetanse. **Det tar mange år å bli en dyktig fagarbeider eller en dyktig ingeniør!** Sett i lys av kompetansebehovet, er turnover i næringen stor, selv om den sikkert ikke er det hvis man sammenlikner med en del andre næringer.

Dessverre har det vært vanskelig å fremskaffe offisielle tall for dette, en liten spørreundersøkelse til aktører i anleggsektoren indikerer tall opp mot 20%, med store svingninger knyttet til avslutning og oppstart av nye prosjekt. Her er det imidlertid snakk om at en stor del av disse medarbeiderne beveger seg til nye prosjekter, ikke ut av næringen. Hvis vi antar at 75% flytter mellom bedrifter og 25% beveger seg ut av næringen, så innebærer det likevel en turnover på 5%. Dette betyr uansett et stort og kontinuerlig behov for opplæring.

Det er ikke gitt at nyrekruttering er folk med fagutdanning – og fremtiden er dyster dersom man tar utgangspunkt i personer med norsk fagutdanning fordi det blir færre med

fagutdanning tilgjengelig. Eksempelvis fortelles det i «Hus og bolig» 2-2014 følgende om tall for svenneprøver i forskaling:

- 2008: 259
- 2012: 26

Dersom denne trenden fortsetter, vil tilfanget av fagarbeidere bli svært dårlig etter hvert. Videre er det sann at norsk ungdom generelt vil ha dårligere forutsetning i fremtiden for å arbeide i norsk BA-næringen, både på grunn av urbaniseringen og på grunn av at fritiden blir brukt så annerledes enn for bare få ti-år siden. Jeg kaller det «Hytte i trærne-effekten». Barn og unge løper ikke ute i skauen lenger, og det er bare noen som får trent seg med hammer og spiker - de går på trening eller sitter med spillene sine. Det gir ikke noen form for basisforståelse for fysiske risikomomenter!

Tilsvarende forsvant kravene til byggeplasspraksis for studentene ved NTNU for ca 25 år siden – fordi studiet også i fremtiden skulle være konkurransedyktig med andre universitetsstudier. Dette betyr at mange ingeniører aldri har vært på en byggeplass – og heller ikke har noe forhold til praktiske små og store risikoforhold.

I tillegg er det mitt generelle inntrykk at samfunnets forståelse for at praktisk trening er avgjørende, at ferdigheter ikke er noe man kan lese seg til, er svekket.

Med andre ord:

1. Man kan ikke regne med at personer i fremtiden har samme forutsetninger for å forstå et risikobilde som det vi har vært vant til
2. Det er sannsynlig at dette bidrar til en negativ endring av risikobildet i BA-næringen – med mindre det gjennomføres et betydelig omfang av tiltak med hensikt å bedre ikke bare kunnskap men også innsikt – og ferdigheter

Er dagens HMS-opplæring innrettet på å bygge tilstrekkelig innsikt og er den tilrettelagt med utgangspunkt i den i gjennomsnitt reduserte forståelsen for basis-risiko?

Evne til å fokusere

Det er stadig oftere oppslag i aviser og andre media knyttet til konsekvenser av «on-line»-livet. Det er dokumentert at oppkopling mot skjerm rett før man skal sove, forringer søvnkvaliteten. Det at man hele tiden må følge med på hva som til enhver tid, resulterer i at man slett ikke er «her». I tillegg kommer alle avbruddene når telefonen ringer – som både reduserer effektiviteten i det arbeidet som gjennomføres – og som i tillegg gjør at man blir mer ufokusert.

Jaja – det gir jo i alle fall grunnlag for en næring som tilbyr ulike former for mindfulness og nærværstrening.

X-faktor: Den flerkulturelle hverdagen

Vi hører ikke så sjelden om nærmest lovløse tilstander for arbeidstakere som er på korttidsopphold i Norge. Hvordan preger det de valgene de må ta i løpet av en arbeidsdag?

Da vi i Norge begynte å innføre rapportering av hendelser, så gikk dette ikke uten protester og harselas. Vi strittet i mot – det var helt ulogisk å skulle bli målt på hvor flinke vi var til å oppdage at vi hadde gjort noe som ikke var greit – skulle vi rapportere hver minste lille filleting, eller? Det kan vel fortsatt være dem, som opplever dette systemet som angiveri, litt avhengig av hvordan det blir brukt på den enkelte arbeidsplass.

Kan vi regne med at de som er på jobb i Norge noen måneder av gangen, som kommer fra andre forhold, og som kanskje har en trøblete arbeidssituasjon, vil stå på for å rapportere hendelser i systemene? Neppe.

Det er for øvrig i denne sammenheng kanskje et poeng å minne om at bladet Byggeindustrien en gang på 90-tallet hevdet noe sånt som at Statens vegvesen bevisst brukte jenter i byggeledelse for å gjøre det vanskelig for (de mannlige) entreprenørene, jentene brukte et annet språk, så vidt jeg husker.

SÅNN VI GJØR DET – DET ER KULTUR DET

Uten styringssystem – ingen avvik

Det er ikke en bedrifts formelle systemer som i det daglige avgjør hva som blir gjort – og ikke gjort, hva slags små og store beslutninger som blir tatt. Bedriftskulturen og den grunnleggende anleggskulturen er langt mer styrende for de valgene som blir tatt. I bladet «ESTATE» kunne man i utgave 5/2014, lese følgende:

Mens de fleste andre bransjer forsøker å lære av sine feil, så fortsetter byggenæringen i samme tralten som de alltid har gjort^v

Vi VET at det leveres feil og mangler for milliarder hvert år – vel dokumentert blant annet av SINTEF Byggforsk gjennom en årrekke.

For noen år siden, snakket jeg med en begeistret lærling – han syns han hadde lært så mange, nyttig og mye kjappere løsninger på byggeplass sammenliknet med det han hadde lært på skolen. En av de smarte løsningene, var å droppe skråavstiving av mitt garasjetak. Man må kunne regne med at det er et visst samsvar mellom holdninger til kvalitet og holdninger til sikkerhet – for begge handler om hva slags konsekvenskultur man har på den enkelte arbeidsplass.

De fleste vet det: BA-næringen har til alle tider holdt på å le seg i hjel av oljebransjen, forskriftsregimet og ivaretagelsen av dette, både under bygging av installasjoner og i drift- og vedlikehold, og vi har strittet i mot når delemner tas i bruk i egen næring. Samtidig tror jeg ikke det er noen som ikke verdsetter at ulykkesfrekvensen faktisk har gått ned – og det er vel ingen som frivillig melder seg til oppdraget å være neste års ulykkesbedrift?

Hadde vi som brukere, syntes det var ok å fly, dersom flybransjen kunne oppvise like mange feil som vi gjør i BA-næringen? Neppe. Det blir for tydelig for oss alle at feilene har konsekvenser som angår oss.

Som nevnt innledningsvis og vist i figur 2, har det vært en nedgang i antall dødsulykker innen norsk BA-næring siden 60-tallet. Det handler trolig om en kombinasjon av at man i mindre grad aksepterer ulykker – og samtidig i større grad aksepterer at det legges begrensninger i måten oppgaver utføres på og man har vært villige til å investere i utstyr som bidrar til å redusere risiko og skadeomfang.

Like fullt kan man forundre seg over oppslag i bygg.no (15/10-2014): «*Rekkverket*» som skiller arbeiderene fra Ring 3 under dem er knapt 40cm høyt» og med referanse til artiklene: «*Her henger avfallssekkene utenfor takkanten mens håndverkene jobber under*» og «*Bygget fasade uten sikring – Huseier: - Må ha billig arbeidskraft*»

Det er tankevekkende å lese Byggeindustriens beskrivelse av situasjonen på byggeplassen:

Flere bekymringsmeldinger

Onsdag fikk Byggeindustrien tilsendt flere bilder fra en leser – denne gangen fra begynnelsen av oktober – som viser at deler av arbeidet på den andre siden av brua har foregått på samme måte som ble presentert på bygg.no tirsdag.

Statens vegvesen bekrefter også at de hadde fått en bekymringsmelding fra publikum allerede før Byggeindustrien omtalte saken tirsdag.

– Ja, vi har fått reaksjoner tidligere og vi ba da om å få en ny risiko- og analysevurdering fra entreprenør. Nå er det gjennomført to risikovurderinger i dette prosjektet, og bruk av sikkerhetssele har vært stilt som et krav for at arbeidene kunne utføres, sier Olsen.

Det er ikke godt å vite hva som er det mest sentrale problemet i historien – men at vi her ser eksempler på at man har en praksis som innebærer at man ikke gjør det man sier at man gjør, fremkommer nokså tydelig.

Spørsmålet med relevans for denne artikkelen, er om det er grunnlag for å mene at situasjonen har forverret seg. Sannsynligvis ikke. Det er ikke så veldig mange år siden bedriftene IKKE hadde skrevne eller andre former for avtalte kvalitetssystemer – da var det jo heller ikke grunnlag for å snakke om noen avvik. Og går man tilbake til 60-tallet, vil garantert mange huske at det var akseptert og kanskje også ansett for tøft å gjennomføre halsbrekkende øvelser av ymse slag. Noe vi kanskje ser igjen i ulykkesstatistikkene.

Det som derimot er påfallende, er at det tilsynelatende er så enkelt for bygg.no å dokumentere avvik mellom det, bedriftsledere forteller er bedriftens policy – og det man faktisk praktiserer.

Fra vedlegget hentes ett nytt sitat:

I et «God Praksis»-dokument utarbeidet av Byggenæringens Landsforening, Fellesforbundet og Arbeidstilsynet for takarbeider i høyden står det blant annet at rekkverk eller stillas kun kan unnlates ved midlertidig arbeid, og at det da må benyttes personlig fallsikringsutstyr.

For at arbeidet skal kunne betegnes som midlertidig må flere kriterier oppfylles, blant annet skal arbeidsomfanget ikke overstige fire timesverk.

I dette tilfellet finnes det en relevant anbefaling om «beste praksis» som både byggherre og entreprenør har valgt å se bort fra.

Å bygge bedriftskultur

På det enkelte anlegg er det anleggsleder og byggeleder til sammen som har de viktigste verktøyene for å kunne bygge en hensiktsmessig kultur. Det er ikke tilfeldig hvilke bedrifter som evner å levere anlegg med få feil og mangler, uten alvorlige hendelser!

Det handler ikke bare om i hvilken grad de personlig har fokus på sikkerhetsproblematikk. Det handler også om hva de legger vekt på når de setter sammen sine team og organiserer prosjektet. Er HMS noe som kun håndteres av en stabsperson, eller er det noe som anleggslederen personlig har et forhold til? Hva bestemmer valg av underentreprenører – og hvilken kompetanse ser man etter når et team skal settes sammen.

Og fra byggherren sin side: I hvilken grad stopper man arbeider dersom man observerer uønskede situasjoner, og i hvilken grad bemanner man opp anlegg, slik at man faktisk kan være til stede og gjøre nødvendige observasjoner. Fra politisk hold er det i år signalisert at man ønsker å se på alle typer kostnadsreducerende tiltak på vegvesenets prosjekter. I hvilken grad kan vi risikere at det går ut over vegvesenets bemanning? Med utgangspunkt i de før siterte artiklene i bygg.no, er det naturlig å fundere på om det i fremtiden blir enda vanskeligere å følge opp entreprenørene.

– Har dere som byggherre fulgt godt nok opp i dette prosjektet?

– Hvis du skal klare å følge opp 100 prosent, så må du ha en ansatt fra Statens vegvesen på prosjektet hele tiden. Så mange folk har vi ikke i Vegvesenet, sier Olsen.

Rekrutterer man ledere først og fremst blant dem som er gode til å ordne opp når noe går galt, eller blant dem som er gode til å planlegge – og i forkant sørge for at det ikke går galt? Det var en erkjennelse i anleggsnæringen på 90-tallet at det var behov for bedre planlegging, og man begynte systematisk å rekruttere planleggere, unge – direkte fra høyskoler og universitet. I hvilken grad denne erkjennelsen har fått sjansen til å prege kulturen i anleggsnæringen, har jeg imidlertid ikke grunnlag for å mene noe om.

Det å være anleggsleder er rett og slett en krevende oppgave – på alle området! Og den er ikke blitt mindre krevende, når anleggene stadig blir større – og det kulturelle mangfoldet er økende.

Så hvordan sørge for å utvikle en positiv sikkerhetskultur når de praktiske rammene er i stadig endring?

Det er enkelt å iverksette enkelte typer konkrete tiltak, spesielt hvis det betales for disse tiltakene. Ett eksempel på dette er knyttet til trafikk nær anleggsarbeid. Ved noen anlegg betales det for et opplegg med ledebil – i slike tilfeller får man kontroll på hastigheten på forbipasserende trafikk og man gjør dermed arbeidsdagen til anleggsarbeideren tryggere.

Dilemmaet er imidlertid kulturen for å strekke strikken litt – det har jo gått bra til nå. Denne kulturen er det ikke så enkelt å endre. Det er fristende å legge til: spesielt hvis ingen ser det. Eksempel: Selv om det skal benyttes utebiler ved arbeid på høytrafikkerte veier, så vil de

fleste som har observert slike arbeider nattestid, ha sett at det slett ikke alltid er tilfelle at putebiler benyttes som trafikksikring. For det første farlig – for det andre en konkurransevridende situasjon!

Man har med andre ord kulturer der slike avvik «slipper igjennom» - både i den enkelte bedrift og hos oppdragsgiver – og vi er alle med på det.

Mandag morra blues

Den gode byggeledelsen er oppmerksom når det har vært helg og lange ferier som har gitt et litt annet fokus, og spesielt når dette er kombinert med snøfall eller regn. Lang reise til og fra anlegget er en del av hverdagen for mange anleggsarbeidere, har alltid vært det. På hvilken måte dette eventuelt har endret seg og om det har noen effekt, har jeg ikke grunnlag for å mene noe om.

Det du ser, eier du!

I et tidligere avsnitt skrev jeg om hva som styrer de valgene vi tar, inklusive det om vi tør og vil si ifra. «Dette skulle ikke skjedd» hører man ikke så sjelden, når noe har gått galt. Jeg har sagt det selv. Men det skjer – og ofte har faktisk noen sett, men ikke sagt i fra. Noen ganger har også noen sagt i fra, men det var ingen der som lyttet.

Systemene våre sier: varsle, gjennomføre tiltak, formidle og lære. Kvaliteten har ikke bedret seg påfallende de siste ti-årene. Det er dokumentert – og synliggjør at Tøien har rett i sin kommentar i ESTATE magasin. Er det noen grunn til å tro at vi skal være mye bedre innen sikkerhetstenking? Sikkerhet og kvalitet henger ganske nøye sammen.

Hvem er heltene i BA-næringen?

Lurer du på hvordan det går an å jobbe med kulturen i BA-næringen? En sak er jo å begynne å gjøre det vi sier vi gjør – et annet tips er å lytte til heltehistoriene – og se hvilke alternative heltehistorier man burde fortelle.

STORE STRUKTURELLE ENDRINGER

BA-næringen er utsatt for store, strukturelle endringer. Disse må man forvente kan ha direkte effekt på kultur – og dermed på hvordan HMS-arbeid praktiseres i det daglige. Tidsperspektivet i denne sammenheng er 10-15 år, og utgangspunktet er Statens vegvesen.

Samspillet har endret seg

Det har blitt flere, veldig store prosjekt. På den ene siden, vil dette være prosjekter der det er vanskeligere å ha oversikt over alle som deltar i prosjektet – vegprosjekter er jo ikke kjennetegnet av å foregå i et lite, konsentrert område. På den andre siden, innebærer disse store prosjektene at det tilføres flere ressurser, også ressurser som skal ha ekstra fokus på

sikkerhet. Det er derimot ofte slik at det ikke er disse personene som er de sentrale kulturbærerne når det gjelder å etablere en hensiktsmessig sikkerhetskultur.

I de store prosjektene er det mange og ofte krevende grensesnitt. Alle grensesnitt innebærer mulighet for risikofylte aktiviteter. Dette setter ekstra krav til kommunikasjon på byggeplassen. Har vi utviklet møteformer som sikrer felles forståelse av en problemstilling?

Alle nye prosjekter er som å starte opp en ny bedrift. Begrepet «never change a winning team» har vært en viktig innsikt for mange prosjektledere. Det er vanskelig å få til i praksis på de største anleggene. Det betyr at mange skal bli kjent med hverandre – prosesser skal strømlinjeformes. I en slik oppstartfase kan lett misforståelse oppstå, noe som i praksis betyr en økt risiko.

Det har vært en tendens til å bruke stadig fler underentreprenører, som nødvendigvis må bringe med seg andre kulturer. Dette betyr at det er færre som er kulturbærere for hovedbedriftens ønskede sikkerhetskultur, og dermed en økt mulighet for misforståelser og avvik fra gjeldende rutiner. I følge Jan Erik Lien er da også underentreprenører involvert i de fleste alvorlige ulykkene. Statens vegvesens tiltak for å redusere antall nivåer av underentreprenører er et viktig tiltak for å redusere denne problemstillingen.

Det er påpekt fra Statens vegvesen sin side at det utelukkende var norske arbeidstakere som mistet livet ved ulykkene i 2012 og 2013. Jeg vil likevel hevde at kultur mangfoldet vi nå har på de norske anleggene innebærer et risikomoment som man må forholde seg særskilt til av flere grunner:

- Språk – forståelse i kritiske situasjoner. Her er det gjort en del tiltak, men det kan være at dette ikke er tilstrekkelig
- Vet vi hva slags forhold personer fra andre kulturer har til sikkerhetstenking generelt? Noen og enhver med noen år bak seg, husker hvor mye motstand det har vært mot innføring av bruk av verneutstyr, varsling av nestenulykker mm – og som eksemplene over viser, så er det ikke vanskelig å finne eksempler på at sikkerhetsinstrukser ikke følges. Vi vet at vilkårene for en del av våre gjestearbeidere kan være ymse – i alle fall hvis vi skal tro avisene. Det er lett å forestille seg at det kan være vanskelig å rapportere uønskede hendelser i en slik situasjon

Kontraktstyper og konkurranseforhold

Det har vært en betydelig utvikling når det gjelder konkurranse og kontraktsforhold! Dette er styrt av en rekke, ulike forhold – der ett sentralt forhold er konkurranse på like premisser og et annet som i alle fall gjelder Norge – er en blomstrende økonomi som gir et stort utbyggingsfokus. Ett politisk mantra har vært på agendaen i flere år: Sammenhengende og helhetlig gjennomføring.

En sentral effekt er at det i 2014 gjennomføres en rekke, meget store prosjekter. E6 nord for Oslo er ett av disse. Store, uoversiktlige anlegg, mange grensesnitt – inklusive tett kontakt med trafikanter, mange ulike kulturer og en del nye erfaringer kontraktuelt. Kort sagt: Det er introdusert kontraktstyper som gir et endret risikobilde og som dermed fordrer et helt annet fokus på helheten – noe som krever erfaring.

Vi har sett i eksemplet fra Ring 3 at helse til SJA-metodikken kan være litt dårlig – gjennomføres når dette pålegges fra byggherre, gir ikke nødvendigvis tilstrekkelig bilde av viktige, tenkelig utfall i en situasjon – eksempelvis hadde man i forkant av brukollapsen i

Trondheim i 2013, gjennomført en SJA og konkludert med at gitt noen premisser, så kunne man tillate trafikk under brua når støpearbeidene pågikk, som kjent med katastrofale følger. I tillegg ser vi at en SJA ikke garanterer at de tiltakene man beskriver, blir tatt hensyn til.

I tillegg kommer at en SJA ikke sikrer den overordnede og helhetlige risikoanalysen der samtidige og påhverandre følgende situasjoner analyseres. Det er ikke lenge siden jeg var på en byggeplass der rømningsveiene i praksis ville være blokkert ved en kritisk hendelse. Fullt mulig å passere i det daglige, men i en panikksituasjon vil garantert noen falle i de pallene som måtte forseres – og dermed gjøre hindringene større.

Dersom det er gjennomført en overordnet risikoanalyse, så er det ikke gitt at underentreprenørene har deltatt i denne. Dessuten er det å kommunisere sentrale resultater fra en slik analyse til alle medarbeidere ikke nødvendigvis så enkelt – i alle fall ikke dersom man har en ambisjon om at den enkelte medarbeider skal ha et personlig forhold til hva dette betyr for vedkommende.

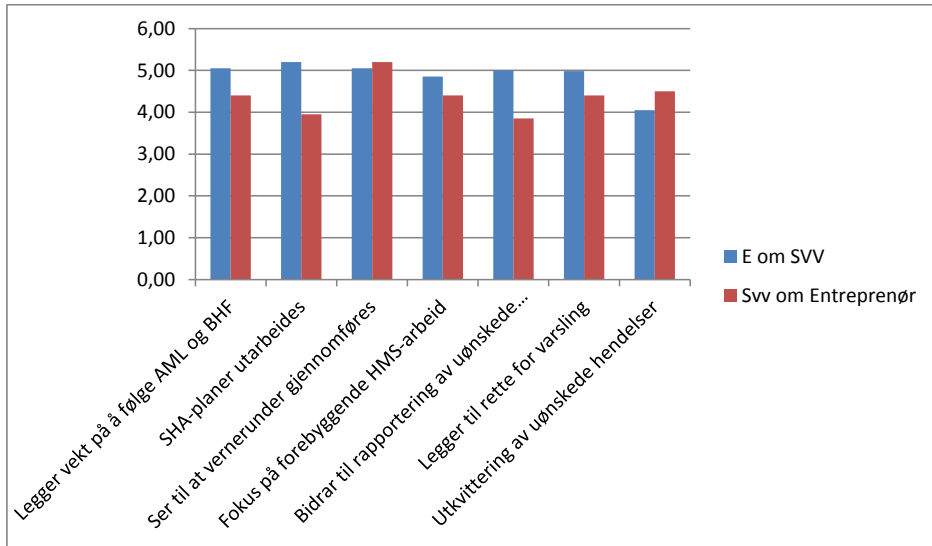
I alle år hevdes det at man har dårlig tid i anleggsgjennomføring. Tiden presses fortsatt – og etterspørres i stor grad fra overordnet nivå. Prosesser som tidligere ble gjennomført i rekkefølge, gjennomføres nå parallelt. Kravene til planlegging har derfor økt – og jeg er ikke sikker på om planleggingskompetansen har økt i samme grad som forventningene til redusert byggetid. Dette kan resultere i et opplevd press på å fatte beslutninger der og da som kanskje gir en tidsbesparelse – men som samtidig øker risikoen.

Med lov skal landet bygges – forskriftenes og reguleringssamfunnets inntogsmarsj

Det kan se ut for at vi har fått et samfunn der vi må ha en lov før man er villige til å endre seg. Dette kan for eksempel henge sammen med «like konkurransevilkår», at vi har fått et system der man først og fremst kun skal levere det som er beskrevet, og den som gir lavest pris har best forutsetning til å vinne jobben. Noen jobber mer effektivt, men noen velger å prøve å unngå å gjennomføre enkelte tiltak som kanskje koster penger. Når slik valg i praksis aksepteres, så skapes det en kultur for å lete etter områder der man kanskje kan la være å gjennomføre noe som koster. Utfordrende både for byggherrene, de seriøse aktørene og for tilsynsmyndighetene. Det kan også henge sammen med den menneskelige faktor – det man kjenner, er trygt.

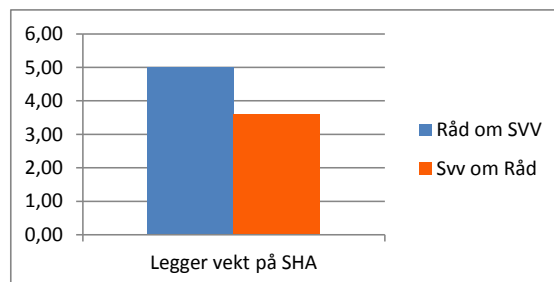
Da byggenæringen utviklet seg med stygge døds- og skadetall i 80-årene, valgte man bort «frivillighetslinjen» - og man fikk Byggherreforskriften, BHF i 1995. Dette ga et oppsving for sikkerhetsarbeid i BA-næringen. En gang i 1998, spurte jeg en del entreprenører, hva de oppfattet at var en sentral utfordring for Statens vegvesen. Tilbakemeldingen var at etaten ikke hadde tatt tilstrekkelig inn over seg at det var kommet en byggherreforskrift.

Hva er status i dag? Vi har ikke konkrete tall fra 2014, men i en spørreundersøkelse gjennomført av anleggsbransjen og Statens vegvesen i 2010, ble prosjektledere og prosjektmedarbeidere hos entreprenører og Statens vegvesen blant annet spurt om hvordan de oppfattet at den andre part forholdt seg til HMS-relaterte problemstillinger^v. Resultatene fremgår i hovedtrekk av figur 5. Det understrekes spesielt at dette er resultater 15 år etter at Byggherreforskriften ble introdusert.



Figur 5 viser resultater fra en spørreundersøkelse om samarbeidsklima mellom Statens vegvesen og entreprenørene i 2010. (Ref 5). Med tanke på at både Statens vegvesen og næringen alt på den tiden lenge hadde påpekt at helse og sikkerhet skulle gå foran, så viser resultatene at det ikke er tilstrekkelig med vedtak for å sikre at så er tilfelle. Skalaen er fra 1 – helt uenig til 6 – helt enig.

Tilsvarende spørsmål ble stilt mellom rådgiverbransjen og Statens vegvesen, jfr figur 6. På dette tidspunktet var rådgivernes rolle mer utydlig beskrevet i BHF – men nye regler kom i nettopp 2010.



Figur 6 viser i hvilken grad henholdsvis rådgivere og Statens vegvesen i 2010 vurdere at den andre part legger vekt på Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø i sine prosjekter. Ny Byggherreforskrift med utvidet ansvar for rådgiverne kom nettopp i 2010 – og var ikke ventet å ha gitt effekt.

I 2014 har hele BA-næringen underskrevet et Charter for en skadefri bygge- og anleggsnæring. Vi får håpe det bidrar til at det tar kortere tid å bidra til bedre sikkerhetsperspektivet hos rådgiverne enn 15 år – det finnes mekanismer som motvirker fokuset:

- Det koster opplæring og endringer i måten man jobber på
- Det er knyttet kostnader til charteret – bla fordi det krever tid til planlegging – og fordi det der og da, kan koste penger å gjennomføre sikringstiltakene
- Dessuten: noen må bruke tid på å følge opp...
- Det er ikke gitt at alle medarbeidere i næringen har et eierskap til charteret – hvis dette ikke følges opp med konkretisering av rammer, så vil nok de som sitter og fatter de daglige beslutningene, ha en tendens til å gjøre som de gjorde i går

Det er med andre ord ikke gitt at gjennomføringskulturen i seg har endret seg vesentlig de senere årene – det som har endret seg er at vi har fått en lovgiving som i økende grad har tydeliggjort arbeidsgivers ansvar for å skape trygge arbeidsplasser – og en byggherreforskrift som tydeliggjør byggherrens ansvar for å legge til rette for trygge byggeprosesser.

Et annet spørsmål som vil bli mer påtrengende etter hvert, er de negative konsekvensene av reguleringsamfunnet – hvis og eventuelt når, det blir viktigere å holde ryggen fri enn å lete etter gode løsninger.

Endret organisering

Endringer i rammene, bidrar til at aktørene stadig leter etter nye måter å organisere seg på. Bruk av underentreprenører har vært økende, med resultat at Statens vegvesen har sett det som nødvendig å sette begrensninger både til omfang av bruk av underentreprenører i volum – og i antall nivåer. Større prosjekter har bidratt til at det er etablert fler spesialistfunksjoner, og større behov for koordinering.

De store prosjektene krever store team, og det er ikke gitt at man klarer å bemanne opp med samkjørte grupper. I hvilken grad man klarer å etablere en god sikkerhetskultur, vil derfor også henge sammen med den grunnleggende, bedriftsuavhengige sikkerhetskulturen i næringen. Ett eksempel i så måte, er tunnelarbeidere. Dette er en spesialistgruppe som relativt ofte forflytter seg til nye tunnelprosjekt fremfor å vente at det skal dukke opp noe nytt i egen bedrift. Kompetansenivået og kulturen i denne gruppen kan derfor bety vel så mye for hva slags sikkerhetsnivå som praktiseres, som de enkelt bedrift – med mindre de sentrale bedriftene legger vekt på og følger opp på akkurat samme måte.

Større – større – mer og mer

Jeg har påpekt at de store prosjektene innebærer nye samspillutfordringer. Samtidig har volumøkningen resultert i at flere med kortere praksis, i alle fall fra norske forhold, jobber med anlegg, på samme måte som vi også så det for betongbruene på 80- og 90-tallet.

Det er mer krevende også faglig, å ha god oversikt over store prosjekter, enn det mange er klar over. Med en såpass rask opptrapping som samferdselsetatene har hatt, er det helt naturlig dersom det er noe variabelt erfaringsgrunnlag bemanningen, både hos de fagpersoner og hos ledere.

Teknologisk utvikling

Byggenæringen beskyldes ofte for å ikke lære, ikke å utvikle seg. Dette er ikke helt sånn mange av oss opplever det – det har skjedd mye – både innen prosjektering – og i måten eksempelvis stikningsfaget håndteres. Det mange ikke er klar over, er hvor annerledes prosessene da gjennomføres – og hvilke krav til dette gir til opplæring på mange nivåer. Dette kan nok for en del resultere i et større fokus på å mestre teknologien, enn på de gode løsningene.

4. ROLLENE

Også i rollene har det vært endringer, men fremstår som mer justeringer sammenliknet eksempelvis med de store endringene som har skjedd eksempelvis når det gjelder størrelse på kontrakter – og på kompleksiteten i samspillet.

Ansvar har blitt formalisert og tydeligere avgrensinger har blitt foretatt.

Myndigheter: Lovgivning – og tilsyn. Det gis stadig mer detaljerte regler, og tilsynsfunksjonen er styrket.

Byggherre: Legger premisser for leveranser, i prinsippet egentlig ikke endret, men ansvar for å tilrettelegge for sikkerhet ble formalisert i og med byggherreforskriften i 1995.




Rådgiver: Legger premisser for byggbarhet. Et tydeligere ansvar ble beskrevet i byggherreforskriften i 2010. Vi har nok foreløpig ikke sett de fulle konsekvensene av denne endringen




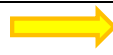



Entreprenør: Realiserer prosjekter – og har ansvar for arbeidstakers sikkerhet i følge arbeidsmiljølov. I hvilken grad opplever entreprenørene at det har sikkerhet for 3. person?

Arbeidstaker: Har et ansvar for egen sikkerhet.

3. person: Det hender at det er 3. person som er involvert i ulykker i anleggsnæringen, jfr brukollapsen i Trondheim. 3. person må kunne forvente at det er trygt å kjøre i et anleggsområde dersom trafikken ledes gjennom området.

5. SÅ HVA ER SUMMEN?

Faktor	Trend	Kommentar
Den menneskelige faktor		
Å være et menneske		De grunnleggende menneskelige faktorene endrer seg ikke så mye, vi tar sjanser, er nysgjerrige.
Rammene for å ta beslutninger		Vår metode for å ta beslutninger, endrer seg ikke prinsipielt, selv om verden rundt oss er blitt mer kompleks. Dette innebærer en økning i risikobildet, med mindre det gjøres enklere å ta beslutninger
Kompetanse		Praktisk erfaring og ferdigheter er generelt truet fra flere hold

Faktor	Trend	Kommentar
Evnen til å fokusere		Vi er generelt utsatt for flere forstyrrelser – og i tillegg forstyrres vår evne til å fokusere av den digitale revolusjonen
Det kulturelle mangfoldet		I denne sammenhengen er hovedpoenget at vi i Norge har hatt et nokså ensartet miljø i BA-næringen i mange år – med flere kulturer øker risikoen for misforståelser
Den kulturelle faktor		
Bygge sikkerhetskultur		Ansvar er tydeliggjort, det sikres med ressurser, samtidig vil større prosjekter og mer komplekse organisasjoner, gjør det mer krevende å bygge gode kulturer
Viljen		Den som vil får det til! Det er for mange eksempler på at man ikke vil nok.
Den strukturelle faktor		
Komplekst samspill		Samspillet og samhandling er blitt mer krevende – flere folk å forholde seg til, flere grensesnitt – og fler muligheter for misforståelse
Omsetningsvolum		Økning i omsetningsvolum skaper også endringssmerter – noen løper sikkert fortere, men mesteparten av volumøkningen utføres av fler personer – med kortere erfaring
Endring i kontraktstyper og ansvarsforhold	+/-?	Endringer her skaper nye rammer som man må sette seg inn i, samtidig som det åpner for mulighet for å håndtere ting på en annen måte.
Fler lover og forskrifter		Skal gi tydeligere ansvar – men gir også en risiko for fragmentering av ansvar som kan redusere den positive effekten av lover og forskrifter i det lange løp

Det har vært gjort mye og systematisk bra arbeid for å sikre en god utvikling innen sikkerhetstenkingen i norsk BA-næring. Denne gjennomgangen viser at det er en rekke faktorer som kan være et delbidrag til en negativ utvikling – dersom effektive tiltak ikke iverksettes. Samtidig skulle disse faktorene ha like stor effekt i byggsektoren som i anlegg – med unntak av endringer i oppdragsvolum og kontraktstyper/samhandling som har kommet relativt brått på anleggssektoren.

Felix Schmid påpekte at sikkerhetstenking på ta utgangspunkt i at vi er mennesker, og at mennesker hele tiden gjøre store og små feil. Derfor skal gode sikkerhetssystemer ha innebygde marginer. Disse marginene som vist utfordres på flere områder, og for å kunne realisere visjonen om null skader i BA-næringen er det nødvendig å iverksette tiltak på veldig bred front. Det første skrittet handler om å ville det – og eksempelvis starte med listen over for å se: hva kan vi gjøre for å redusere de negative effektene av denne situasjonen.

VEDLEGG**Byggeindustrien 14/10-2014**

– Jeg vil anslå at kanten som skiller arbeiderne fra Ring 3 under er på et sted mellom 30 og 40 centimeter. Det ene er at de selv kan falle ut og sannsynligvis ikke overleve. Det andre er at de kan miste en hammer eller et verktøy og treffe en bil i høy fart, sier NN .. til Byggeindustrien.....

- Har sett det før

Det er andre gang på få uker han (NN) har sett bruarbeider på det samme prosjektet med det han mener er manglende sikring.

Nå frykter han alvorlige ulykker om ikke HMS-nivået skjerpes.

– Om en av disse arbeiderne faller ned og mister livet, så vil det ramme mange flere enn bare den ene personen, sier NN, som har varslet Arbeidstilsynet om arbeidsforholdene.

Entreprenør: - Rutinesvikt

Entreprenøren Norpox legger seg flat og sier til Byggeindustrien at arbeiderne på brua skulle ha brukt seler.

– Her har rutinene sviktet. Hvorfor de ikke har hatt på seg seler, vet jeg ikke. Det er påbudt, og svært uheldig at de ikke har fulgt HMS-prosedyrene våre. Vi er på vei for å ordne opp nå, sier anleggsleder Urban Jønsson i Norpox til Byggeindustrien.

–NN sier han har sett lignende sikkerhetssvikt for et par uker siden på den andre siden av brua, har dette vært en ukultur hos dere?

– Nei. De har hatt på seg seler under arbeidet i hele perioden, men her har det åpenbart sviktet. Det skal ikke skje, sier Jønsson.

– En ting er at arbeiderne burde hatt sele, men hva hvis verktøy faller ned i veibanen under?

– Verktøyene skal også sikres i kabel og tau. Det er gjort i dette på dette prosjektet, hevder Jønsson.

Statens vegvesen: - Svært alvorlig

Arnulf G. Olsen, HMS-ansvarlig i Statens vegvesen, ser svært alvorlig på saken. Ifølge han er det ikke første gang sikkerhetsrutinene har sviktet.

- Vi har påpekt tilsvarende forhold i dette prosjektet tidligere, og forventer at entreprenøren retter seg etter våre pålegg, sier han til Byggeindustrien.

- Vi har rutinemessig gjennomført en risiko- og sårbarhetsanalyse for anlegget, hvor blant annet bruk av sikkerhetssele er stilt som krav for at arbeid kan utføres. Vi vil nå ta kontakt med entreprenøren for å undersøke saken nærmere, legger Olsen til.

Byggeindustrien 15/10-2014

– Vi stoppet arbeidet tirsdag ettermiddag på bakgrunn av det som kom frem i artikkelen i Byggeindustrien, sier HMS-ansvarlig Arnulf G. Olsen i Statens vegvesen.

På etterskudd

Onsdag hadde Vegvesenet møter med entreprenøren Norpox. Entreprenøren - som setter opp nye rekkverk på brua - har allerede vært på etterskudd (forfatters understreking) med prosjektet på Manglerud.Nå blir de ytterligere forsinket på grunn av HMS-slurv under arbeidene.

– Nå må vi legge en ny fremdriftsplan for hva som skal skje videre. Egentlig skulle det støpes kant i onsdag og deretter monteres nytt rekkverk. Men det er nå satt på hold til vi får på plass tilfredsstillende sikkerhetsløsninger. Trolig vil vi omdirigere trafikken under brua mens de siste arbeidene pågår, sier Olsen.

Flere bekymringsmeldinger

Onsdag fikk Byggeindustrien tilsendt flere bilder fra en leser – denne gangen fra begynnelsen av oktober – som viser at deler av arbeidet på den andre siden av brua har foregått på samme måte som ble presentert på bygg.no tirsdag.

Statens vegvesen bekrefter også at de hadde fått en bekymringsmelding fra publikum allerede før Byggeindustrien omtalte saken tirsdag.

– Ja, vi har fått reaksjoner tidligere og vi ba da om å få en ny risiko- og analysevurdering fra entreprenør. Nå er det gjennomført to risikovurderinger i dette prosjektet, og bruk av sikkerhetssele har vært stilt som et krav for at arbeidene kunne utføres, sier Olsen.

- Ikke midlertidig arbeid

Byggeindustrien har stilt Statens vegvesen spørsmål om hvorfor de i utgangspunktet har godtatt selebruk som sikringsmetode i prosjektet.

I et «God Praksis»-dokument utarbeidet av Byggenæringens Landsforening, Fellesforbundet og Arbeidstilsynet for takarbeider i høyden står det blant annet at rekkverk eller stillas kun kan unnlates ved midlertidig arbeid, og at det da må benyttes personlig fallsikringsutstyr.

For at arbeidet skal kunne betegnes som midlertidig må flere kriterier oppfylles, blant annet skal arbeidsomfanget ikke overstige fire timesverk.

– Utfordringen her er at man skal ta ned et rekkverk og erstatte det med et nytt. Da er det vanskelig å sette opp et midlertidig rekkverk. Derfor har vi, utfra en risikovurdering, bedt om at det brukes seler under arbeidene. Samtidig hadde vi et krav om at man hadde en kant ytterst som var høy nok til å forhindre at gjenstander falt ned i kjørebanen under, svarer Olsen.

– *Har den kanten vært høy nok?*

– Ja, jeg mener det. Men under selve støpearbeidene skulle kanten skjøtes opp, på samme måte som ble gjort under støpen på den andre siden av brua. Det aller viktigste for oss er at man bruker sele og at man sikrer verktøyene med snorsystemer, sier Olsen.

– *Har dere som byggherre fulgt godt nok opp i dette prosjektet?*

– Hvis du skal klare å følge opp 100 prosent, så må du ha en ansatt fra Statens vegvesen på prosjektet hele tiden. Så mange folk har vi ikke i Vegvesenet, sier Olsen.

– *På bildene ser det ikke ut til at entreprenøren har tilgang til såkalte «galger» eller andre hjelpemidler til å feste selewire i. Hvordan har de sikret seg?*

– De skal ha brukt køyretøy til å feste selene i, svarer Olsen og understreker samtidig at han selv sett at det er blitt brukt seler i prosjektet.

La seg flat

Norpox har vært i møter med Vegvesenet onsdag, og prosjektleder Trond Svinterud skriver følgende i en e-post til Byggeindustrien:

– Bruk av seler og sikringer av verktøy/ utstyr er tatt med i risikovurderingen og gjennomgått med de ansatte, dette utstyret er på plassen og skal benyttes i henhold til risikovurderingen.

– Som det blir nevnt så har dette blitt bemerket en gang tidligere. Da tok vi dette opp med de det gjaldt på prosjektet, sikringer ble så benyttet i henhold til prosedyrer. Når det nå skjer igjen, så vil dette få konsekvenser for de det gjelder. Dette er ikke i henhold til Norpox sine prosedyrer, og det er veldig uheldig for både de det gjelder og for Norpox, skriver Svinterud og lover samtidig å ordne opp.

– Arbeider settes ikke i gang før Vegvesenet har godkjent en videre fremdrift, hvor alle faremomenter og tilhørende tiltak er listet opp, skriver Svinterud i e-posten.

REFERANSER

I forbindelse med forberedelsene til denne artikkelen, har jeg utsatt kolleger og venner for spørsmål og diskusjoner. De har uten unntak kommet med viktige bidrag til utviklingen av det produktet du nå muligens har lest. En stor takk til alle.

-
- 1) Jan Erik Lien (2014): «Hva gjøres for å unngå alvorlige ulykker i entreprisedriften til Statens vegvesen». Innlegg på NFF's temadag «Sikkerhet i anleggsbransjen – lærer vi av våre feil» 6. mai 2014
 - 2) Ranveig Kviseth Tinmannsvik (2014): «Er ulykker planlagt? – Om læring og forbedringsarbeid». Innlegg på NFF's temadag «Sikkerhet i anleggsbransjen – lærer vi av våre feil» 6. mai 2014
 - 3) Felix Schmid (2014): «Single Points of Failure? Railway Accidents 2013». Innlegg på Baneseminar 2014, Multiconsult
 - 4) Jørn Egil Tøien (2014): Intervjuet i ESTATE MAGASIN Nr 5/2014, «Byggenæringen har tungt for det!»
 - 5) AFI v/ Asbjørn Grimsmo og Hanne Heen (2011): «En undersøkelse av samhandlingen mellom Statens vegvesen og bygg- og anleggsnæringen – Rapport 1, Entreprenørbedrifter og prosjekt- og byggeledere i Statens vegvesen»

JERNBANEPROSJEKTET FARRISEIDET – PORSGRUNN. 7 DOBBELTSPOREDE JERNBANETUNNELER PÅ TIL SAMMEN 15,3 KM. STATUS I PROSJEKTET OG BERGTEKNISKE UTFORDRINGER.

The railway project Farriseidet – Porsgrunn. 7 tunnels in total 15,3 km. Project status and rock mechanical / geological challenges.

Sivilingeniør Tom F. Hansen, Jernbaneverket Utbygging Vest

SAMMENDRAG

Prosjektet omfatter bygging av 22,3 km ny jernbane mellom Farriseidet og Porsgrunn. Ny bane vil redusere reisetiden mellom Larvik og Porsgrunn fra 34 til 12 minutter og vil fjerne 30 planoverganger. Terrenget er svært kupert, noe som fører til et stort omfang av bruer og tunneler. Det er totalt 7 tunneler og 11 bruer, av varierende lengde, på strekningen, og ca 2/3 av strekningen (15,7 km) går i tunnel. Prosjektet har en planlagt byggetid på ca. 6 år og en planlagt totalkostnad på 6,5 milliarder 2014 kr. Pr. 1. november 2014 er 28 av 30 km tunnel ferdig drevet og 4 av de 11 bruene er bygd. Fremdriften er i rute.

Bergtekniske/geologiske utfordringer ved tunneldriving har bestått av; til dels lav overdekning og hyppige svakhetssoner, svelleleire, opptreden av mineralet krokidolitt (blåasbest) og høy bergspenning.

SUMMARY

The project involves the construction of a 22.3 km new railway between Farriseidet and Porsgrunn. The new path will reduce the travel time between Larvik and Porsgrunn from 34 to 12 minutes and remove 30 level crossings. The terrain is hilly, leading to the construction of mainly bridges and tunnels. There are a total of 7 tunnels and 11 bridges, of varying length, and about 2/3 of the distance (15.7 km) consist of tunnels. The project has a planned construction period of ca. 6 years and a planned total cost of 6.5 billion, in 2014 kr. Pr. 1 November 2014, 28 of the 30 km tunnel are excavated and 4 of the 11 bridges are built. The progress is on track.

Rock mechanical / geological challenges of tunneling consist of; low overburden and frequent zones of weakness, swelling clay, appearance of the mineral crocidolite (blåasbest) and high rock stress.

INNLEDNING

Dagens bane mellom Larvik og Porsgrunn sto ferdig i 1881 og følger i dag stort sett samme trase som den gang. Jernbanen har lav teknisk standard, med krappe kurver, rasfarlige strekninger og mange usikrede planoverganger. Strekningen er ikke tilpasset høye hastigheter og en ny bane mellom Larvik og Porsgrunn er derfor nødvendig for å opprettholde togtilbudet til Grenland. Planlegging av ny bane begynte allerede på 1990-tallet.

Ny bane vil redusere reisetiden mellom Larvik og Porsgrunn fra 34 til 12 minutter. Dette gir en total tidsreduksjon for strekningen på 22 min, som tilsvarer ca 2/3 av dagens reisetid. I tillegg vil en oppnå betydelige sikkerhetsgevinster ved at 30 planoverganger, hvorav flesteparten er usikrede, blir lagt ned og rasfarlige strekninger elimineres.

Prosjektet omfatter bygging av 22,3 km ny jernbane mellom Farris eidet og Porsgrunn, inndelt i parsell 12.1 (Larvik kommune i Vestfold) og 12.2 (Porsgrunn kommune i Telemark). Terrenget er svært kupert, noe som fører til stort omfang av bruer og tunneler. Det er totalt 7 tunneler og 11 bruer, av varierende lengde, på strekningen, og ca 2/3 av strekningen (15,7 km) går i tunnel. Tunnelene bygges med ett løp med tradisjonell boring og sprengning. Tunnelstein deponeres i steindeponier langs traséen.

Den lengste tunnelen på strekningen er Storberget tunnel (4 758 m). Øvrige tunneler er: Martineåsen (3 700 m), Skillingsmyr (3 873 m) og Eidanger (2 111 m) samt 3 kortere tunneler.

Den lengste brua på strekningen er Vassbotn bru (426 m). Øvrige bruer er: Paulertjønn bru øst (323 m), Ønna bru (220 m) og Solum bru (180 m) samt 7 kortere bruer.



Figur 1. Inndeling av grunnentrepriser i prosjektet. UFP08 – Implenia (turkis), UFP07 – NCC (orange), UFP05 – Veidekke (gul), UFP01 – Skanska (rød).

Hensikten med prosjektet er å oppgradere Vestfoldbanen mellom Larvik og Grenland slik at det blir et attraktivt og konkurransedyktig tilbud for transport av personer og gods. Prosjektet er en avgjørende forutsetning for å koble sammen Vestfoldbanen og Sørlandsbanen og dermed bedre togtilbudet vesentlig på strekningen Oslo – Kristiansand – Stavanger. Prosjektet vil medføre kortere reisetid, hyppigere togavganger og bedre regularitet for persontrafikk. Overføring av transport fra veg til bane vil gi miljøgevinster i forhold til reduserte utslipp, mindre støy og økt sikkerhet.

Byggetiden er ca 6 år fra anleggsstart. Anleggsarbeider startet opp i august 2012. Ibrukstakelse av banen er planlagt til sommeren 2018. Totalkostnad er 6,5 milliarder 2014 kr.

Prosjektering er delt opp i 4 rådgiverkontrakter hvor Sweco og Reinertsen prosjekterer grunnarbeider, Norconsult prosjekterer jernbaneteknikk og Rambøll/Jernbaneverket prosjekterer signal.

Grunnarbeider er delt opp i 4 store grunnentrepriser med kontraktsstørrelser fra 650 millioner til 1,4 milliarder (se Figur 1). Det er inngått kontrakt med følgende entreprenører; UFP01 Vestfoldentreprisen – Skanska, UFP05 Skillingsmyrentreprisen – Veidekke, UFP07 Storberget entreprisen – NCC, UFP08 Eidangerentreprisen – Implenia. Det ble gjennomført omfattende samhandlingsfaser før oppstart av alle entrepriser.

Det pågår nå en kontraheringsprosess for 4 jernbanetekniske entrepriser.

STATUS I PROSJEKTET PR. 1 NOVEMBER 2014

Det er drevet 28 av 30 km tunneler i prosjektet. Siden oppstarten for tunneldriving i desember 2012, er det pr. 1. november 2014 sprengt ut ca 3 millioner fm³, med den største andelen i 2014.

I 2014 har det gjennomsnittlig vært ca 15 stuffer i drift i prosjektet til enhver tid. All tunneldriving er planlagt ferdigstilt til sommeren 2015. Etterarbeider i tunneler er nå i full gang med montasje av rør og kummer, oppfylling og vann og frostsikring med betongelementer.

4 av de 11 bruene er i hovedsak ferdigstilt. Fremdriften i prosjektet går som planlagt.

BERGTEKNISKE UTFORDRINGER

Generelle bergtekniske forhold

Berggrunnen i området for parsellen Farriseidet til Porsgrunn er en del av Oslofeltet. Bergartene i området er fra tidsepokene kambro-silur (leirstein, sandstein, kalkstein) og perm (larvikitt). I kontakten mellom perm og kambro-silur har de sedimentære bergartene blitt omvandlet ved kontaktmetamorfose til hornfels og kvartsitt. Traseen ligger hovedsakelig i dypbergarten larvikitt og lengst vest i ulike grader av omvandlede sedimentære bergarter.

Larvikitten fremstår i stor grad som massiv og står opp som koller i terrenget, brutt opp av markerte søkk og kløfter. Det finnes lommer og ganger av grovkornet pegmatitt, der gangene ofte følger hovedsprekkeretningene. Larvikitten gjennomsettes også av permiske eruptiv-ganger av ulik type, utstrekning og tykkelse. Det er spesielt observert ganger av diabas, syenitt og rombeforyr som følger nord-sydgående sprekker. Diabasen er finkornet og har

mørk grå-sort farge, mens syenitten og rombeporfyren er brun-rødlig, fin til middelskornet med store hvite feldspatkrystaller i rombeporfyren. Eruptivgangene har bredder fra 0,5–15 m.

Eidanger hovedtunnel, rømningstunnel og tverrslag ligger i kalkstein, leirskifer og sandstein. De sedimentære bergartene er påvirket av kontaktmetamorfose. Omvandlingen har ført til at sandstein, silt og leirskiferlagene har blitt harde og massive. Graden av omvandling øker mot larvikitten. I de sedimentære bergartene er det funnet eruptivganger av diabas og syenittporfyr.

Området har vært utsatt for dypforvitring i varierende grad og det er påvist svelleleire i mange av svakhetssonene. Ved opptreden av leire av betydning i svakhetssoner, ble det sent inn prøver til SINTEF Bergteknikk for bestemmelse av svelletrykk, fri svelling og XRD-analyse. Etter å ha gjennomført slike analyser for over 10 soner var resultatene sammenfallende i nær alle tilfeller. Opptredende leirminerale var svellende, til dels sterkt. For flere prøver ble det målt høye verdier, og svelletrykk opp mot 1,87 MPa og fri svelling på 277 (SINTEF, 2013). Prøven ble derved klassifisert som «Meget høy». For videre driving ble det derfor antatt at opptredende leirminerale var svellende og sikring ble gjennomført deretter. Dette medførte en relativ lav terskel for å bestille utvidet profil og sprøytebetongbuer avhengig av maktighet på leirslepper.

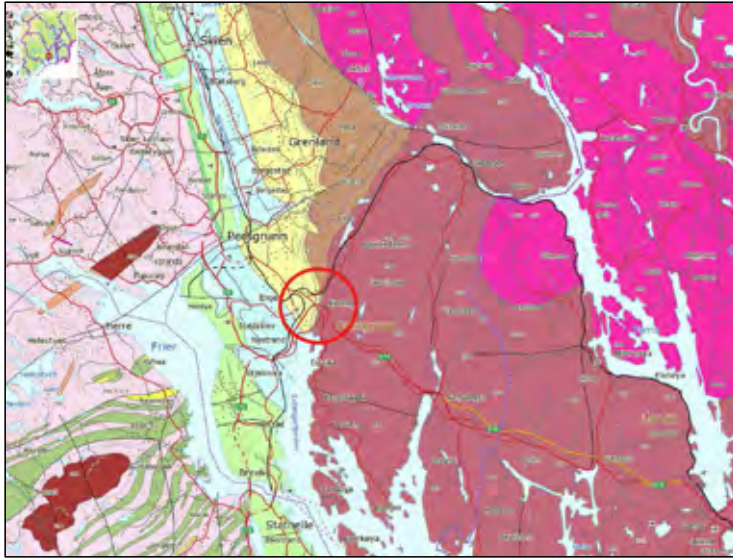
Det har i hovedsak vært gjennomført behovsprøvd injeksjon i tunneldrivingen. I sårbare soner har det blitt gjennomført systematisk injeksjon. Lekkasjekrav fra 10 - 20 liter / min / 100 m.

Valg av sikring har blitt gjennomført i utgangspunkt av kartlegging etter Q-systemet og vurdering på stuff av byggherrens kontrollingeniører.

Mineralet krokidolitt – blåasbest

Under arbeider med forskjæring for Storberget tunnel, ble det oppdaget et mineralbelegg med en klar blå farge. Den klare blå fargen kan knyttes til forekomster av et amfibolmineral. Dette amfibolmineralet kan ha to ulike former, en asbestform (krokidolitt eller populært; «blåasbest») og en tradisjonell amfibolmineralform (riebekitt). Det er tidligere identifisert krokidolitt i traséen for E-18 i nærheten. Krokidolitt er et av de potensielt mest skadelige asbestminerale, mens riebekitt ikke er helseskadelig. Krokidolitt og riebekitt har samme karakteristiske klare blå farge og har samme kjemiske sammensetning. Mineralene i dette blå belegget i skjæringen i Herregårdsbekken er albitt, mikroklin, kvarts, glimmer (phlogopitt) og krokidolitt/riebekitt (NGI, 2013). Observasjoner av et blått belegg på sprekkeflater viser at riebekitt/krokidolitt er avsatt på sprekkeflatene etter at larvikitten er størknet. Forskjæringen med mineralbelegget er i et geologisk overgangsområde mellom Larvikittmassiver i øst og kambrosilurske bergarter i vest. I denne sonen har det foregått kontaktmetamorfose og finnes blant annet basaltiske intrusjoner.

I soner med omvandling er amfibol omvandlet til riebekitt og plagioklasen er blitt en ren albitt. Både i basaltinneslutninger og i larvikitten i kontakt med basaltinneslutninger. Denne type omvandling er identifisert i bergskjæringen og i kjernematerialet som også representerer bergartene i skjæringen. Sprekkebelegg og mineralomvandlinger indikerer at larvikitt/basaltkontakten her har gjennomgått en hydrotermal lokal omvandling (Na-metasomatose).



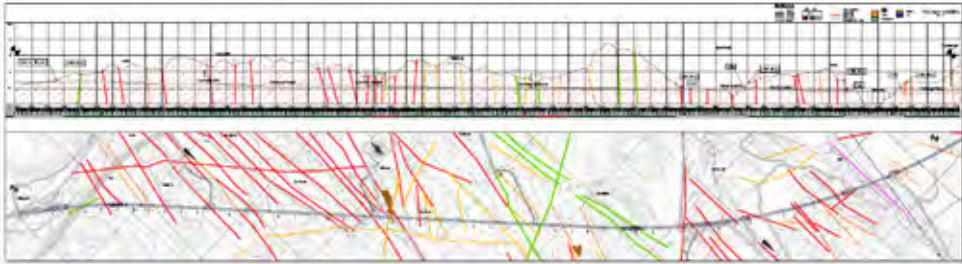
Figur 2. Berggrunnsgeologisk kart over området. Rød ring ved forskjæring Storberget tunnel i overgangen mellom kambrosilurske sedimentære bergarter og permiske bergarter som basalt og larvikitt.

Det ble videre undersøkt mulig forekomster av krokidolitt langs anleggsveier, forskjæringer og kjerneprøver i resten av prosjektet, men mineralet ble kun påvist i forskjæringen i Herregårdsbekken. Før man fikk den hele og fulle oversikten over graden av helsefare, ble det iverksatt en rekke tiltak for beskyttelse av arbeidere, deriblant ånderettsvern med P3-filter, hele dresser, egne lompebrakker, egne deponier for tunnelstein, vannboring for boring i dagen, helsesjekk av involverte arbeidere og et omfattende måler regime direkte på arbeidere og som luftmålinger ved steindeponier. Det tok tid å få oversikt over situasjonen, noe medførte at oppstarten av selve tunnelarbeidene for Storberget tunnel ble utsatt i 2 uker.

Måleresultater fra luftmålinger på operatører viste etter hvert at reelle verdier av det skadelige asbest-mineralet krokidolitt var langt lavere enn administrativ norm. Tiltakene ble gradvis trappet ned, samtidig som undersøkelser ble gjennomført for å forsikre seg om at mineralet ikke var til stede ved videre tunneldriving. Konklusjonen ble at mineralet kun var til stede i forskjæringen frem mot Storberget tunnel.

Passering av svakhetssoner - MWD i sanntid

I områder med Larvikitt sørvest i Vestfold er det normalt en steil topografi, med dype trange kløfter og høyere koller. Av denne grunn består prosjektet i hovedsak av tunneler og bruer. Larvikittmassivene er gjennomgått av et relativt stort antall svakhetssoner, som er utsatt for dypforvitring i større og mindre grad. Dette gjelder i hovedsak Skillingsmyr tunnel, som er tunnelen med lavest overdekning. I lengre partier ligger overdekning i området 10 – 30 meter. Erfaringer fra stoffkartlegging viser at kartlagte svakhetssoner på overflaten ved en overdekning på +50 m, avtar så vidt mye i alvorlighet mot dypet, at den nærmest ikke opptrer i tunnelnivå.



Figur 3 Kartlagte svakhetssoner for Skillingsmyr og Ønnsåsen tunnel. Hver rute er 50 meter.

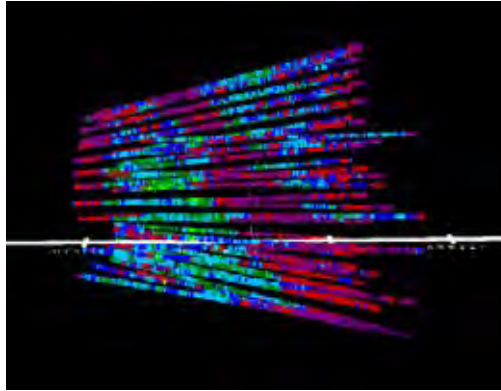
I prosjektet innhentes MWD (Measure While Drilling) - data fra alle tunnelrigger. Det unike ved innhenting av MWD - data i prosjektet er innsamling av MWD - data i sanntid. Når tunnelstoffene drives fremover i berget, monteres suksessivt repeatere slik at det til enhver tid er wi-fi i hele tunnelen. Når et borehull er boret ferdig, overføres automatisk MWD – data fra borehullet til en server hos leverandøren av systemet, Rockma. På serveren gjennomføres automatisk kalibrering, filtrering og tolkning av data. Ved å synkronisere seg mot denne serveren kan JBV's 12 kontrollingeniører i prosjektet, hente ut boredata, sekunder etter at de er boret. Boredata fra sonder- og injeksjonsboring brukes derved aktivt som et ekstra datasett for å ta avgjørelser på fremtidig driving, injeksjonsopplegg etc. MWD-data i sanntid har vist seg å være en suksessfaktor for å ha optimal nytte av MWD-data som samles inn og derved alle de ressurser som legges i dette. Uten MWD – data i sanntid er det stor sannsynlighet for at MWD-data kun blir historiske data som er «fine å se på» i ettertid, men som ikke brukes for å ta avgjørelser ved videre driving.

Det kreves imidlertid oppfølging og finjusteringer underveis fra både kontrollingeniører, entreprenør og leverandør av systemet. I prosjektet har det vært viktig å ha en egen koordinator (fagansvarlig ingeniørgeolog) for å ivareta dette.

For Skillingsmyr tunnel har det vært godt samsvar mellom kartlagte svakhetssoner på overflaten og påtruffede soner i tunnelen, både i plassering og mektighet. Når denne informasjonen sammenstilles med boredata fra MWD i sanntid, kartlegging på stoff og diskusjoner med boreoperatør, har dette økt kvaliteten og sikkerheten på avgjørelser for sikring og driving foran stoff. MWD-data har gjort det mulig å plassere svakhetssonene i detalj, samt få god informasjon om hvordan sonen møter stoffen i 3 dimensjoner. Basert på disse datasettene har man kunnet ta avgjørelser av typen:

- Skal det sprenges utvidet profil for tung sikring nå, eller kan vi vente 1 salve til. Uten MWD-dataene er det større sannsynlighet for at man ville drevet seg inn i det problemfylte området, før man har bestilt utvidet profil. I mange tilfeller må man da gå tilbake og strosse ut profil (dvs. sprengne ned bolter, sprøytebetong, berg etc), for å få plass til tung sikring. Alternativt kan man få for lav terskel for å bestille utvidet profil og derved bruker mer penger på dette enn nødvendig.
- Bestilling av spilingbolter før man mister profilet, dvs. hvis man driver 1 salve for mye. Man kan f.eks. også sette spilingbolter oppe i høyre hjørne fordi MWD-data viser at det kommer en kraftig svakhetssone inn fra høyre, ca 2 m foran stoff.
- Skal sprøytebetongbuen monteres på stoff før videre driving, eller er det tilstrekkelig å montere den etterpå.
- Kvalitet av berg ved sonderboring, særlig ved sonderboring for sjekk av minimum overdekning. Dette er nyttig kunnskap for å ta valg av salvelengde og sikringsmengde.

- Erfaringsmessig er MWD-data betydelig mer nyansert og gir nyttigere data enn kun borerapport fra boreoperatør / diskusjon med boreoperatør. MWD-data er objektive. Borerapporter kan kun antyde svært grove overganger i bergmassekvalitet, samt farge på borevann, og er subjektivt fra boreoperatør til boreoperatør.



Figur 4. MWD-data (trykkfasthet) fra skjermboring på stoff Kjennåsen Venstre. Viser tydelig en diabasgang, som sammenfaller med kartlagt svakhetssone AZ på overflaten.

Driving gjennom 2 områder med lav overdekning i Skillingsmyr tunnel

I 2 områder av Skillingsmyr tunnel, var overdekningen lav og bergmassekvaliteten dårlig. I begge områder krysset en stor bekk / liten elv over tunnelen.

Det første området ble påtruffet ved driving på stoff Kjennåsen venstre, høsten 2013. Det var gjennomført refraksjonsseismikk, fjellkontrollboring og kjerneboring i området. Det var derfor rimelig god oversikt over forholdene. Slike data har imidlertid ofte mer i form av nålestikk. Topografien kan derfor variere betydelig mellom hvert borehull. Vertikal overdekning over tunnel var ca 7 m med dårlig berg. Sonderboring viste etter hvert at det var ned mot 4 m berg på skrå, sideveis ut fra høyre vederlag.

I det andre området (stoff Kjennåsen høyre) pågår det nå driving. Se Figur 8 for plassering av stoffen. Sonderboring har her vist overdekning ned mot 4 m over hengnivå. Begge områder har benyttet samme teknikk for injeksjonsopplegg og driving/sikring.

Injeksjonsopplegg

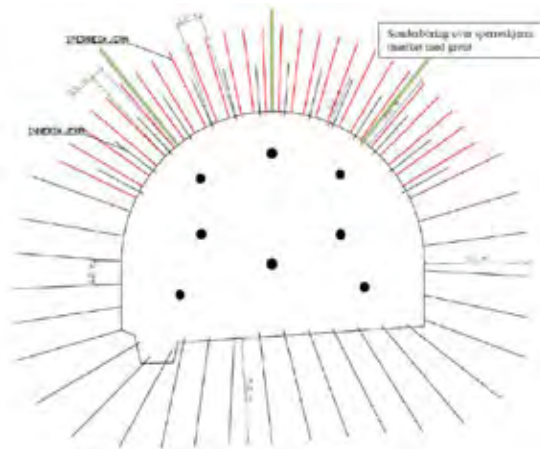
Med utgangspunkt i erfaringer og modell fra Lørentunnelen ble det gjennomført følgende system for hver 10. m:

1. Sonderboring for å kontrollere overdekning, stikning 7 m. MWD-data ble gjennomgått for å vurdere bergmassekvalitet.
2. Sperreskjerm med kort avstand mellom ansett boring (0,6 m), stikning 4 m, lengde 17 m. Det ble pumpet mikrosement med trykkbegrensning på 30 bar. Hull avsluttes med styrt herding dersom hovedskjerm starter opp kort tid etter sperreskjerm.
3. Hovedskjerm bores opp etter at mikro har herdet (stikning 2,5 m) og injiseres med industrisement. Trykkbegrensning heng, 50 bar, såle opp til vederlag, 70 bar.

Driving

1. 3 m salver
2. 15 cm E1000 sprøytebetong
3. 4 m CT-bolter 1,5 x 1,5 m
4. 6 m spilingbolter cc 0,5 m. Henges opp i sprøytebetongbue (4 m radielle bolter, cc 1,5 m) på stoff som sprutes inn før neste salve skytes.

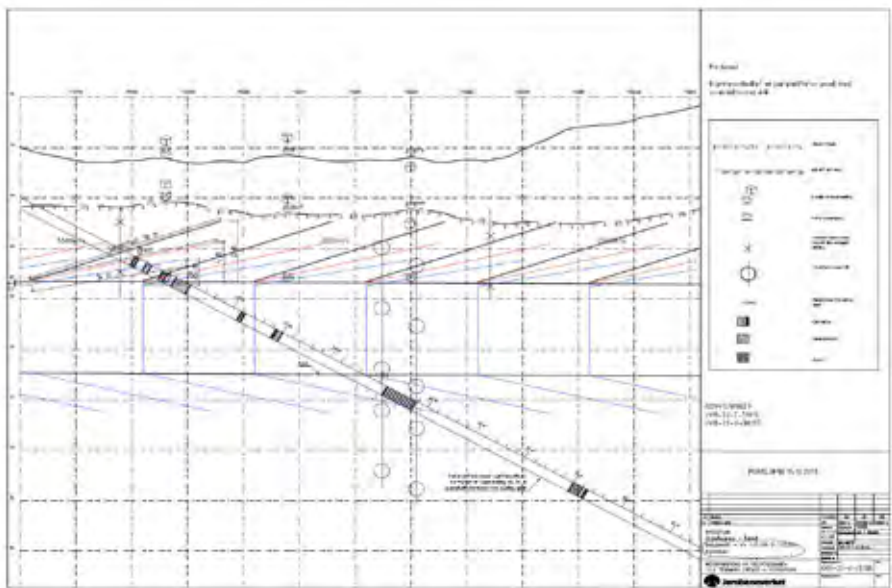
Kontinuerlig injeksjonsvakt kontrollerte for utganger i dagen. Detaljer i systemet ble optimalisert etter 1-2 runder, men var i hovedsak vellykket og ble repetert 11 ganger. Tunnelen ble tørr med normale injeksjonsmengder, injeksjonstrykk ble i hovedsak oppnådd og det var kun mindre utganger i dagen. Mht. selve drivingen, holdt man profilet bra og det har ikke vært tegn til påkjenning av bergsikring eller oppsprekning av sprøytebetong i ettertid.



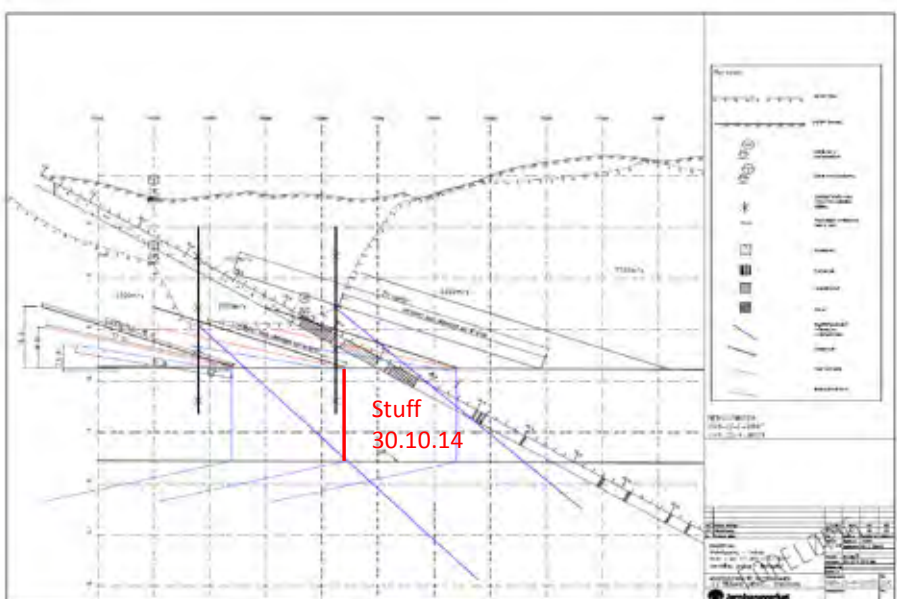
Figur 5. Tverrsnitt injeksjonsopplegg: 18 m sonderhull (grønn), 17 m sperreskjerm (rød), 17 m hovedskjerm (svart)



Figur 6. Spilingbolter og monteringen av buer på stoff Kjennåsen venstre. Legg merke til at spilingbolter har stanset videre brudd/rasutvikling



Figur 7. Injeksjonsopplegg for stuff Kjennåsen venstre i område med lav overdekning og svakhetssoner



Figur 8. Injeksjonsopplegg for stuff Kjennåsen høyre i område med lav overdekning og svakhetssone

Spenningsproblematikk

Målinger av bergspenning fra Larvikitt-brudd i området (Tvedalen) har antydnet relativt høy horisontal spenning, med målinger opp mot 40 MPa. Det var likevel uventet at det oppsto utfordringer med høy bergspenning i enkelte områder av tunnelene. Dette var særlig fremtredende i deler av Storberget – og Skillingsmyr tunnel, men tilfellene var ulike av karakter.

I områder med høyest overdekning (200-300 m) i Storberget tunnel oppsto kraftig sprak og avskaling i heng, stoff og vederlag. Store blokker/flak ble slått løs fra stoffen. Ved pigging var det tydelig at berget var trykkpåkjent. Det ble konkludert med at spennings-problemene hovedsakelig skyldes høy nær - horisontal spenning. I en sone på ca. 30 meter (pel 178 070 til pel 178 100) ble det derved nødvendig med sprøyting av stoff (8 cm fiberarmert sprøytebetong). I heng ble det sprutet med 10 cm E1000 betong, etter anbefaling i NB7 for områder med høy bergspenning. Tiltakene viste seg å være effektive og det har ikke vært registrert unormal oppsprekking av sprøytebetongen i ettertid. Bomkontroll i områdene i etterkant viste mye bom i områder med erfart spenningsproblematikk under driving.



Figur 9: Flaking på stoff og avskaling i heng i Storberget tunnel, pel 178 080. Legg merke til form på fragmenter i renskemasser på sålen.

I Skillingsmyr tunnel startet spenningsproblemene der man drev seg inn i svært godt og nærmest sprekkefritt berg. Bergoverdekningen var imidlertid kun 10-30 meter. Det var ikke like kraftige spenningsytringer som for Storberget tunnel, men det oppsto bergslag og flaking i heng, samt «eksplosivt» berg når piggemaskinen kakket på det. Tunneldrivingen var også plaget av enkelte blokkfall i dette området. Det ble også her vurdert til å ha sin årsak i høy horisontal spenning. Det tydeligste tegnet i Skillingsmyr tunnel var imidlertid ekstremt mye bom i sprøytebetongen i området, oppdaget ved senere bomkontroll. Selve sprøytebetongen var tilsynelatende upåvirket, uten riss. Over en strekning på ca 1 km var det flere partier med svært mye bom og spenningsytringer. Ved å sammenstille dataene, var det en tydelig

sammenheng mellom kartlagt Q-verdi og bom/spenningsproblematikk. Ved Q-verdier over ca 20 oppsto problemene. Ved videre driving ble det derved innført 10 cm E1000 sprøytebetong i områder med Q-verdi over ca. 20 og spenningsytringer. Dette viste seg å være et tiltak som fungerte godt og andelen bom gikk kraftig ned.

I et par av områdene med mye bom, ble det boret ut korte kjerneprøver i flere punkter. Flere av disse viste at berget hadde gått til brudd noen cm inn i berget, dvs. ikke i kontakten sprøytebetong/berg. Dette bekreftet at høy bergspenning var den sannsynlige årsaken til mye bom.

Bomkontroll – praksis

I dag går norske byggherrer normalt over hele profilet og banker med spett for bom i berget. Basert på en form for subjektiv kategorisering og avtalte «spilleregler» (f.eks det skal settes en bombolt hvis bom er over 1-4 m²) bestilles det ettersikring. Sannsynligvis er det i hovedsak overgangen mellom berg og sprøytebetong det er bom, ikke berget i seg selv. Det settes derfor «bombolter» for å bolte opp bergsikringen (dvs. sprøytebetongen), slik at ikke sikringen faller ned. Omfang av bombolter kunne kanskje være på et riktig nivå tidligere med lavere tykkelse på sprøytebetong, dårligere sprøytebetong og spredt bolting. I norske samferdselstunneler i dag brukes det minimum 8 cm fiberarmert sprøytebetong og i all hovedsak er det mønsterbolting med boltemønster fra 1,5 x 1,5 til 2,5 x 2,5. Er det da riktig å sette bombolter ved normale tilfeller hvor man ikke ser tegn til oppsprekning i sprøytebetongen? Sannsynligvis ikke, men her er det rom for ytterligere undersøkelser for å dokumentere dette. Er det tydelig tegn på brudd og skjærdeformasjon er saken en helt annen, men dette opptrer normalt i svært få tilfeller sammenlignet med høy tydelig bom i tilsynelatende upåvirket sprøytebetong.

REFERANSER

SINTEF, 2013. «Prøvsingsrapport - Undersøkelse av svelleegenskaper – Sleppeprøve fra Skillingsmyrtunnelen, Løkka tverslag pel 118».

NGI, 2013. «Vurdering av forekomster av blåasbest i tunneltrasé for jernbane på strekningen Farriseidet – Porsgrunn».

KAN BEDRE SAMHANDLING I BYGGE OG ANLEGGSTRANSJEN FØRE TIL FÆRRE SKADER GRUNNET FUNDAMENTERINGSARBEID?**Oppsummering av et delprosjekt i "Begrens skade"-prosjektet****CAN BETTER INTERACTION IN THE CONSTRUCTION INDUSTRY RESULT IN LESS DAMAGE DUE FOUNDATION WORK?****Summary of a part of "Damage limitation" project***Grete Tvedt, Statens vegvesen**Josefin Persson, Statens vegvesen**Gunvor Baardvik, NGI**Astri Eggen, NGI**Ingunn Veimo, NFTAS**Halvor Nordbø, Veidekke***SAMMENDRAG**

Samhandling eller samspill er populære ord i tiden. Med økt samhandling i byggeprosessen menes det at deltakere fra eier, prosjekterende og utførende samarbeider og involveres tettere i både planleggings- og utførelsesperioden. Dette betinger bl.a. god kommunikasjon, koordinering og kontroll.

Dette er en oppsummering av generell litteratur, norske standarder og lover, og det er lagt vekt på erfaringer fra fundamenterings ståsted, spesielt dype byggegrøper der det er brukt spunt, borede stag og borede peler.

SUMMARY

Partnering, interaction and teamwork are popular words in time. Increased interaction in the construction process means that participants from the client, designer and contractor are closely involved in both the planning and execution periods. This requires, inter alia, good communication, coordination and control.

This is a summary of general literature, Norwegian standards and laws, with the emphasis on the experiences of a foundation standpoint. Projects with deep building pits, where sheet pile walls, drilled rods and/or drilled piles are used, are especially exposed to damage.

INNLEDNING

Bakgrunnen for forskningsprosjektet «Begrens Skade» er at det ofte oppstår uventede og uønskede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur, som følge av grunn- og fundamenteringsarbeider. Det ligger derfor et betydelig potensiale i å utvikle nye metoder og forbedre prosedyrer for å unngå eller begrense slike skader innenfor bygge-, anleggs- og

eiendomsbransjen. Forbedret utførelse gir besparelse ved redusert antall skader, raskere gjennomføring, mindre forsinkelser og færre tvistesaker.

«Begrens Skade» har som mål å utvikle nye utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser for å begrense skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygge-, anleggs- og bransjen. Prosjektet har en bred tilslutning fra den norske bygge-, anleggs- og eiendomsbransjen med 23 partnere, med representanter fra alle aktører (bygggherrer, entreprenører, underentreprenører, konsulenter, eiendoms- og forsikringselskaper samt forskningsinstitutt og universitet).

Prosjektet ser på hele kjeden av årsaker og forbedringsmuligheter fra prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeider til utførelse og oppfølging. «Begrens Skade» er delt opp i fem delprosjekter:

- Delprosjekt 1+2 Kartlegging av årsaker til skader
- Delprosjekt 3 Videreutvikling av metoder for å begrense skader
- Delprosjekt 4 Dokumentasjon av nye metoder
- Delprosjekt 5 Verktøy for risikovurdering
- Delprosjekt 6 Forbedret samhandling i bygge- og anleggsprosessen

Begrens skadeprojektet startet i 2012 og det skal avsluttes i 2015.

Delprosjekt 6 «Forbedret samhandling i bygge- og anleggsprosessen» har sett på dagens situasjon ved:

- å finne litteratur om samhandlingen i byggeprosessen
- å se på lovverkets, kontraktens og standarders betydning for samhandlingen i byggeprosessen.
- å intervju aktører i noen utvalgte prosjekt om samhandling
- å kartlegge behov for opplæring av boreentreprenører ved intervjuer

Det er hentet noe fra generell litteratur, men det er lagt vekt på erfaringer fra fundamenteringens ståsted. Under kartlegging av skader på nabobygg til byggeproper er det vist en overrepresentasjon av prosjekt med dype byggeproper der det er brukt spunt, borede stag og borede peler, og vi har dermed avgrenset vårt arbeid til samhandling og opplæring spesifikt til dette feltet. Det har blant annet vært et av kriteriene for hvilke prosjekt som har blitt utvalgt for intervjuundersøkelsene, og hva vi har hatt fokus på innen opplæring av fagarbeidere.

SAMHANDLING

Samhandling eller samspill er populære ord i tiden, og kan ses på som en nøkkel til økt produktivitet ved reduksjon av feil og tid for diskusjoner og oppretting reduseres. Dette skal gi økt fokus på selve byggingen.

Med økt samhandling i byggeprosessen menes det at deltakere fra eier, prosjekterende og utførende samarbeider og involveres tettere i både planleggings- og utførelsesperioden. Dette betinger blant annet god kommunikasjon, koordinering og kontroll.

Flere undersøkelser og forskningsprosjekter konkluderer med at godt samarbeid i prosjekter er en stor fordel, både for økonomi og kvalitet. Veien dit, derimot, er det mindre enighet om i følge Lena Byggballe, BI.

BYGG OG ANLEGG – Å ARBEIDE I PROSJEKT

Bygg- og anleggsbransjen er stort sett bestående av prosjektorganisasjoner. En prosjektorganisasjon anses passende når det finnes behov for å samordne flere ulike deler av et firma eller ulike deler av flere firmaer. I prinsippet kan prosjektlederen kappe den vanlige linjeorganisasjonens beslutningsveier og skape en mer optimal organisasjon. For hvert prosjekt skapes de nye temporære prosjektorganisasjoner, og disse kan også flyttes mellom ulike prosjekt etter at de første er avsluttet (Tonnquist, 2012)

Et prosjekt kan kjennetegnes ved at det er en engangsoppgave, det er geografisk avgrenset, begrenset i tid, trenger forskjellige mengder og typer av resurser og det skal lede fram til et bestemt resultat (Statens vegvesen, 2012).

En typisk prosjektmetodikk som brukes i byggebransjen vises i Figur 19.1



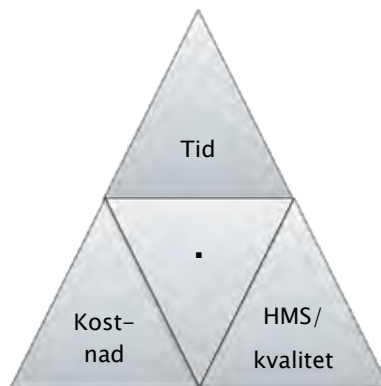
Figur 19.1 Prosjektmetodikk (Tonnquist, 2012)

Prosjektorganisasjoner i bygg- og anleggsbransjen bygger seg som regel opp i nærheten av byggeplassen, og de flytter fra byggeprosjekt til byggeprosjekt. Ved større prosjekt sitter ofte byggherrens representant nær byggeplassen, men ved mindre er han bare dels til stede. Det er noe ulikt hvordan om prosjekteringsteamet sitter sammen som et prosjektteam, eller om det er ulike ressurser i en linjeorganisasjon.

Et annet tydelig sett å vise rammene for et prosjekt er å illustrere det i prosjekttrekanten. Hjørnene i prosjekttrekanten illustrerer sammenhengen mellom kostnad, tid og HMS/kvalitet. En kan ikke endre prosjektets budsjett, plan eller omfang uten å påvirke minst én av de andre to delene (Tonnquist, 2012).

Sagt med andre ord:

Tid + penger + omfang = kvalitet



Figur 19.2 Prosjekttrekanten

ENTREPRISE- OG KONTRAKTSFORMER

Prosjektet har i litteraturstudiet valgt ut noen typiske entreprisetypene.

- Byggherrestyrt hovedentreprise (også kalt enhetspriskontrakt eller utførelsesentreprise)
- Entreprenørstyrt totalentreprise
- Flere delentrepriser styrt av innleid byggeleder
- Offentlig privat samarbeid (OPS)

I tillegg har vi sett på noen varianter av kontraktene der samhandling er fokusert:

- Totalentreprise med samhandling i Veidekkes regi (VDC)
- Byggherrestyrt enhetspriskontrakt med samhandling i Statens vegvesens regi
- Konkurranspreget dialog i Statens vegvesens regi

I bygge- og anleggsbransjen er det ulike entreprise- og kontraktsformer i bruk. De ulike kontraktsformene er regulert av ulike standarder.

Offentlige prosjekteiere må forholde seg til offentlig anskaffelsesregelverk. Hovedregelen ved anskaffelser over EØS terskelverdien er at det skal avholdes åpen eller begrenset anbudskonkurranse. Årsaken til dette er at anbudskonkurranse anses å være den konkurranseform som best ivaretar prinsippene om likebehandling, gjennomsiktighet, forutberegnelighet og etterprøvnbarhet. Det er unntaksvis anledning til å benytte konkurranse med forhandlinger og konkurransepreget dialog. (Fornyings- og administrasjonsdepartementet, 2013)

I tabellene 19.1 til 19.5 er det oppsummert fordeler og ulemper ved de ulike entrepriseformene.

Byggherrestyrt enhetspriskontrakt	
Fordeler	Ulemper
<p>Egner seg godt for offentlige byggherrer og private byggherrer.</p> <p>Partene blir valgt på grunnlag av laveste pris og det gir en gjennomsiktighet i anskaffelsesprosessen.</p> <p>Egner seg der byggherren bør ha risikoen framfor entreprenøren.</p> <p>Ordinære norske kontraktstandarder i bygge- og anleggsbransjen ligger til grunn, og kravene er kjent i bransjen.</p> <p>Kort kommunikasjonsvei mellom byggherre og driftsorganisasjon, hovedrådgiver og hovedentreprenør fremmer samhandling.</p> <p>Det er satt av tid til planlegging og kvalitetssikring.</p> <p>Byggherrens rådgiver prosjekterer, og det brukes optimalt med prosjekteringsressurser.</p> <p>Prosjekteringen gir tid til optimaliserte løsninger.</p> <p>Fremmer trekantforholdet mellom byggherre, entreprenør og rådgiver.</p> <p>Prosjektering kan gå parallelt med politisk behandling slik at prosjekteringstiden kan reduseres.</p> <p>Byggherre og entreprenør har delt ansvar for logistikk og framdrift.</p> <p>Byggherren kan ha uavhengig kontroll av entreprenør under byggeprosessen. Avvikskontrollen er dermed uavhengig økonomisk tap for retting av avvik.</p>	<p>Entreprenøren, underentreprenør og rådgiver kan ha manglende økonomisk levedyktighet i kontrakten.</p> <p>Lang kommunikasjonsvei mellom rådgiver og entreprenør, og enda lenger vei fra underrådgiver til underentreprenør. Lang kommunikasjonsvei mellom entreprenør og driftsorganisasjon.</p> <p>Ulike faser i prosjektet en for prosjektering og en for bygging kan gi lengre byggetid.</p> <p>Rådgiver har liten fagkompetanse innen praktiske løsninger som er tilpasset entreprenørens system</p> <p>Overvåking og kontroll som kan virke mot sosialisering og tillitt.</p> <p>Mye ressurser på formalisering og dokumentasjon.</p> <p>Byggeleder kan ha manglende fagkompetanse innen byggeledelse hvis byggherren har sjeldne utbygginger eller er en engangsutbygger</p> <p>Entreprenøren behandler byggherren som en én-gangs-opppdragsgiver, og bygger ikke relasjoner og tillitt.</p> <p>Håndtering av logistikk av leverandører (blant annet tekniske underentreprenører) i leddet under hovedentreprenør kan være utfordrende.</p> <p>Delt ansvar for logistikk og framdrift kan gi grunnlag for mange konflikter f.eks. tegningsleveranser og grunnforhold.</p>

*Tabell 19.1 Oversikt over fordeler og ulemper entreprisformen:
Byggherrestyrt enhetspriskontrakt*

Entreprenørstyrt totalentreprise	
Fordeler	Ulemper
<p>Kan egne seg for offentlige byggherrer i prosjekter med lav/middels risiko. Partene blir da valgt på grunnlag av laveste pris og det gir en gjennomsiktighet i anskaffelsesprosessen.</p> <p>Private byggherrer kan sette sammen gode team av prosjekterende og utførende som har tillitt til hverandre.</p> <p>Ordinære norske kontraktstandarder i bygge- og anleggsbransjen ligger til grunn, og kravene er kjent i bransjen.</p> <p>Entreprenør har hovedansvaret for logistikk og framdrift.</p> <p>Kort kommunikasjonsvei mellom rådgiver og entreprenør fremmer samhandling.</p> <p>Rådgiver har god fagkompetanse innen praktiske løsninger som er tilpasset entreprenørens systemer.</p> <p>Prosjektering og bygging går parallelt, og det kan gi kort byggetid.</p>	<p>Egner seg ikke for høyrisiko-prosjekt</p> <p>Flere prosjekterer parallelt i tilbudsfasen for offentlige anbud, og det brukes mer med prosjekteringsressurser. Dette gjelder spesielt offentlige anbud.</p> <p>Prosjektering kan ikke gå parallelt med politisk behandling.</p> <p>Prosjekterende kan få dårlig tid til planlegging og kvalitetssikring, og det er ikke tid til å optimalisere løsninger.</p> <p>Suboptimalisering der det tas hensyn til billige løsninger for bygging som kan gi dårlige driftsløsninger.</p> <p>Det blir lite innovasjon for å redusere risiko.</p> <p>Underentreprenør og rådgivere kan ha manglende økonomisk levedyktighet i kontrakten.</p> <p>Lang kommunikasjonsvei mellom underrådgiver og underentreprenør, og mellom entreprenør og driftsingeniør.</p> <p>Håndtering av logistikk av leverandører (blant annet tekniske underentreprenører) i leddet under hovedentreprenør kan være utfordrende.</p> <p>Byggherrens ansvar for grunnforhold kan gi grunnlag for konflikter.</p> <p>Entreprenøren har egenkontroll under byggeprosessen. Avvikskontrollen er dermed ikke uavhengig økonomisk tap for retting av avvik.</p>

*Tabell 19.2 Oversikt over fordeler og ulemper entrepriseformen:
Entreprenørstyrt totalentreprise*

Sideentrepriser styrt av innleid byggeleder	
Fordeler	Ulemper
<p>Egner seg godt for offentlige byggherrer og private byggherrer.</p> <p>Partene blir valgt på grunnlag av laveste pris og det gir en gjennomsynlighet i anskaffelsesprosessen.</p> <p>Byggeleder har fagkompetanse innen kontraktsjus, og de kjenner trekantforholdet byggherre, entreprenør, rådgiver.</p> <p>Ordinære norske kontraktstandarder i bygge- og anleggsbransjen ligger til grunn og kravene er kjent i bransjen.</p> <p>Kort vei mellom sideentreprenør og byggeleder fremmer samhandling.</p> <p>Kan gi billige utbygginger da ledd med fortjeneste på underordnede ledd fjernes. Hovedentreprenørens påslag på underentreprenør og/eller leverandører faller bort ved sideentrepriser og tiltransportering av leveranser.</p> <p>Byggeleder har hovedansvaret for logistikk og framdrift.</p> <p>Byggherren kan ha uavhengig kontroll av entreprenør under byggeprosessen. Avvikskontrollen er dermed uavhengig økonomisk tap for retting av avvik.</p>	<p>Lang kommunikasjonsvei mellom entreprenør og prosjekteier/ byggherre.</p> <p>Lang kommunikasjonsvei mellom entreprenør og rådgiver, og enda lenger mellom entreprenør og underrådgiver.</p> <p>Lang kommunikasjonsvei mellom byggeleder og driftsorganisasjon kan gi suboptimalisering der det tas hensyn til billige løsninger for bygging som kan gi dårlige driftsløsninger.</p> <p>Entreprenører og rådgivere kan ha manglende økonomisk levedyktighet i kontrakten</p> <p>Konkurranses grunnlaget kan lages slik at det kan bli forskyvning av risiko i forhold til norsk standard.</p> <p>Mye ressurser på formalisering og dokumentasjon for å ivareta byggeleders juridiske ansvar mot oppdragsgiver.</p> <p>Hver sideentreprenør og leverandør kan suboptimalisere for å ivareta sine interesser, og de har mindre fokus på helheten i prosjektet.</p> <p>Entreprenør ønsker ikke å gi tilbud hvis de ikke får benytte seg av sine avtaler med leverandører der de har fortjeneste i mellomleddet.</p> <p>Delt ansvar for logistikk og framdrift kan gi grunnlag for mange konflikter bl.a. ved mange grensesnitt mellom entrepriser.</p>

*Tabell 19.3 Oversikt over fordeler og ulemper entreprisformen:
Sideentrepriser styrt av innleid byggeleder*

Entreprenørstyrt OPS-kontrakt	
Fordeler	Ulemper
<p>Kan egne seg for offentlige byggherrer i prosjekter med lav/middels risiko. På veganlegg bør anlegget ha en viss størrelse for å få en effektiv drift etter ferdigstillelse.</p> <p>Entreprenøren tenker mer helhet for både utbygging, drift og vedlikehold.</p> <p>Entreprenør har hovedansvaret for logistikk og framdrift.</p> <p>Kort kommunikasjonsvei mellom rådgiver og entreprenør fremmer samhandling.</p> <p>Kort kommunikasjonsvei mellom utbyggingsentreprenør og driftsentreprenør.</p> <p>Rådgiver har god fagkompetanse innen praktiske løsninger som er tilpasset entreprenørens systemer.</p> <p>Prosjektering og bygging går parallelt, og det kan gi kort byggetid. Honorarutbetaling brukes som insitament for kort byggetid.</p>	<p>Kostbare finansieringsløsninger.</p> <p>Lite fleksibilitet i driftstiden til f.eks. å selge et bygg.</p> <p>Prosjektering kan ikke gå parallelt med politisk behandling.</p> <p>Flere prosjekterer parallelt i tilbudsfasen, og det brukes dobbelt opp med prosjekteringsressurser.</p> <p>Prosjekterende kan få dårlig tid til planlegging og kvalitetssikring, og det er ikke tid til å optimalisere løsninger. Lite innovasjon for å redusere risiko.</p> <p>Entreprenøren har egenkontroll under byggeprosessen. Avvikskontrollen er dermed ikke uavhengig økonomisk tap for retting av avvik.</p>

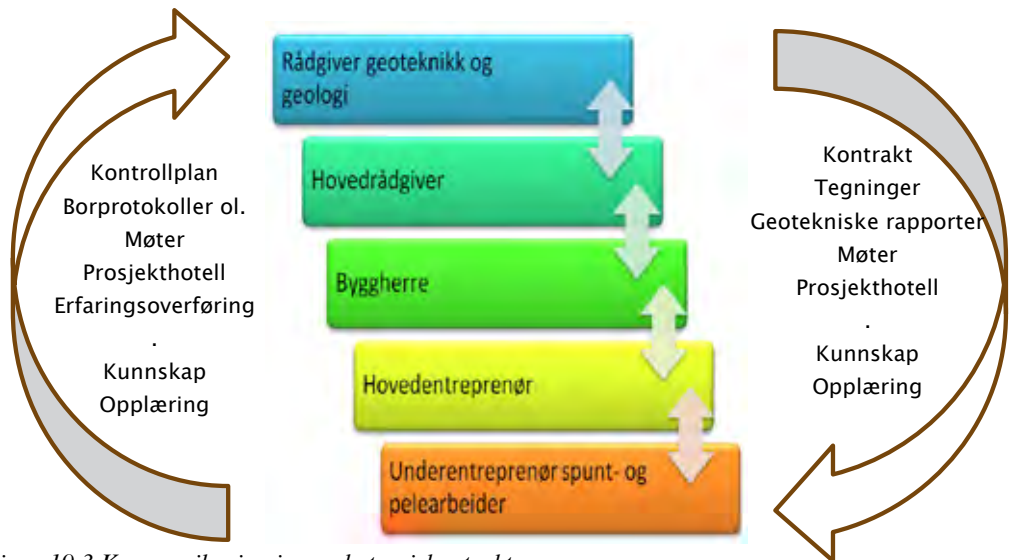
*Tabell 19.4 Oversikt over fordeler og ulemper entrepriseformen:
Entreprenørstyrt OPS-kontrakt*

Entreprenørstyrt totalentreprise med VDC	
Fordeler	Ulemper
<p>Private byggherrer kan sette sammen gode team av prosjekterende og utførende som har tillitt til hverandre. Partene velger hverandre.</p> <p>Prosjekterende har god fagkompetanse innen praktiske løsninger som er tilpasset entreprenørens systemer.</p> <p>Alle jobber mot felles mål.</p> <p>Alle sitter rundt samme bord og kommunikasjonsveien blir kort, og det fremmer åpenhet</p> <p>Personlige relasjoner viktig for at samarbeide skal fungere</p> <p>Suboptimalisering blir avslørt i gruppen, og firmaet vil ikke bli invitert med i neste prosjekt</p> <p>Entreprenør involveres på et tidlig tidspunkt i prosjekteringen og rådgiver involveres i byggetiden.</p> <p>Prosjektering og bygging går parallelt, og det kan gi kort byggetid</p> <p>Lite ressurser på formalisering og dokumentasjon</p>	<p>Egner seg ikke for offentlige byggherrer da det strider mot forskrift om offentlige anskaffelser.</p> <p>Egner seg ikke for høyrisiko-prosjekt</p> <p>Prosjekterende kan få dårlig tid til planlegging og kvalitetssikring, og det er ikke tid til å optimalisere løsninger.</p> <p>Kan bli kostbart og ineffektivt å ha alle samlet rundt samme bord.</p> <p>Uklare grenser for risiko.</p> <p>Entreprenøren har egenkontroll under byggeprosessen. Avvikskontrollen er dermed ikke uavhengig økonomisk tap for retting av avvik.</p>

*Tabell 19.5 Oversikt over fordeler og ulemper entrepriseformen:
Entreprenørstyrt totalentreprise med VDC*

Statens vegvesen har ved å ha enhetspriskontrakter med samhandling prøvd å gjøre noe med svakhetene ved byggherrestyrt enhetspriskontrakt. Da skal alle i trekantforholdet byggherre, entreprenør og rådgiver samles rundt samme bord. Partene skal bli kjent med hverandre og opparbeide tillitt til hverandre. Det skal utarbeides spilleregler for samhandling mellom partene. Rådgiver og byggherre skal overføre sin kunnskap om prosjektet til entreprenøren. Entreprenøren skal ha mulighet å komme med innspill på praktiske løsninger som er tilpasset hans system. I tillegg kan entreprenøren starte driftsplanleggingen slik at han får en god start.

Erfaringer per i dag er at kommunikasjonsveiene blir kortere når alle samles rundt et bord. Prosjektet kan få laget gode rutiner for kommunikasjon, kfr. figur 19.3. Dessverre ser vi at underentreprenøren ikke blir involvert da han vanligvis ikke er kontrahert på et så tidlig stadium i anleggsperioden. Selv ved samlinger senere ut i anleggsperioden er det vanskelig å få involvert underentreprenør. Årsaken til dette er per i dag ukjent. Det kan være uklare bestilling fra byggherren, eller være manglende vilje fra hovedentreprenør til å involvere underentreprenør, eller manglende vilje/kapasitet fra underentreprenør til å delta. Kontrakten er allerede inngått før samhandlingsperioden, og det er dermed begrenset hva slags endringer som kan avtales i samhandlingen i forhold til praktiske løsninger.



Figur 19.3 Kommunikasjon i en enhetspriskontrakt

I konkurransepreget i dialog går Statens vegvesen lenger i å få involvert entreprenørens kunnskap og erfaring til valg av metode. Det er benyttet på E6 Trondheim i byggegroppen på Møllenberg. Dette var på en løsmassetunnel som skulle bygges i kvikkleire. Dette var et svært komplisert prosjekt med utfordringer som ikke hadde vært utført i Norge tidligere. På grunn av dette ble det som kontraktsstrategi valgt konkurransepreget dialog.

Statens vegvesen inviterte inn til dialog med de prekvalifiserte entreprenørene. De fikk samtidig en beskrivelse om prosjektet. Denne beskrivelse fungerte som grunnlag for utarbeidelse av entreprenørens løsningsforslag. I dette prosjektet gav Statens Vegvesen med skisser, metodebeskrivninger, usikkerhetsvurdering og et estimat over kostnader.

Dialogen ble deretter ført med utvalgte firma for å finne fram til hvordan oppdragsgivers behov kunne løses på best mulig måte. Oppdragsgiver kunne ikke avsløre løsninger eller opplysninger som den hadde fått under fortrolige forhold fra leverandører og firmaer som var med i dialogen. Dialogen ble avsluttet når oppdragsgiver erklærer at den er ferdig, og deretter kunngjør de dette for alle deltagerne.

Deretter ga deltagerne tilbud på grunnlag av de løsninger som var fremlagt under dialogen. De tilbudene som stemte overens med kravene, ble vurdert mot tildelingskriteriene og hvert tilbud ble rangert på hvert kriterium med en helthetsvurdering til slutt. Oppdragsgiver valgte deretter det mest økonomisk fordelaktige tilbudet.

Konkurransepreget dialog har noen av ulempene som totalentreprise har beskrevet i tabell 19.2, og entreprenørene har spesielt framhevet det at flere prosjekterer parallelt i tilbudsfasen, og det brukes mer prosjekteringsressurser. Entreprenøren som ikke får tilbudet får ikke godtgjort for alle ressursene som blir lagt ned.

GOD PLANLEGGING- EN SUKSESSFAKTOR FOR ET VELLYKKET PROSJEKT

Planlegging skjer i alle stadier av prosjektet. Det er ikke bare den konvensjonelle planleggingen som forbindes med reguleringsplan og byggeplan, men også byggeleders og entreprenørens driftsplanlegging.

Statens vegvesen påpeker i håndbok R760 «Styring av vegprosjekt» at hvis en bruker tilstrekkelig ressurser til i tidlige faser, dvs. under avklaring av bestilling og planlegging og organisering, vil en ha behov for mindre ressurser under gjennomføring og avslutning av prosjektet. Vanligvis benyttes for lite ressurser i startfasen av et prosjekt, og det blir dermed behov for større ressurser underveis, og det kan til og med gå riktig galt og ressursbruken kan komme helt ute av kontroll. Mange konflikter på byggeplassen skyldes dårlig byggeplanlegging/prosjektering og konfliktnivået kan bli så høyt at det går utover arbeidsmiljøet og føre til utbrenthet og sykemelding.

Totalentrepriser sin korte byggetid kan være en ulempe. Planleggings- og prosjekteringsstiden kan lide under dette. Et eksempel er den såkalte «støpesyken». Når kontrakt er inngått så får prosjektmedarbeiderne «støpesyken», de ønsker å sette spaden ned i jorda snarest mulig. En erfaren prosjekteringsleder fra Skanska sa det betegnende: «Hvis jeg får en måned til planlegging, kan bygget leveres to måneder tidligere fordi da slipper vi å bygge bygget to ganger.»

Bygg 21 legger også vekt på at bestillerne må bli bedre. Byggebransjen peker på utfordringen i at kundene – de som bestiller bygg – må bli bedre og tydeligere bestillere. Man må bli dyktigere til å planlegge og å designe ferdig før man begynner å bygge. Man starter ikke å bygge en bil før den er ferdig tegnet, avslutter Eiken.

De mener at næringen kjenner de nødvendige virkemidlene for å effektivisere:

- Prosjektering før bygging
- God planlegging og oppfølging
- Samspill mot felles mål
- Klusterdannelser

Veidekke har ved å ha involverende planlegging prøvd å gjøre noe med svakhetene med tapt tid i byggeprosessen. Involverende planlegging er Veidekkes tilpassede versjon av The Last Planner System, og er inspirert av Lean Construction. Hovedmålsettingen er å redusere tapt tid og å skape flyt i produksjonen. Det er spesielt to forhold som bidrar til å skape dårlig flyt og å gi tapt tid i byggeplasseproduksjon: Det er at aktivitetenes tidsforbruk varierer og dermed ikke kan forutses nøyaktig, og at ulike forutsetninger for å utføre aktiviteten uten hindringer. Derfor står rullerende planlegging og systematisk hindringsanalyse sentralt i involverende planlegging.

Arbeidet skal utføres i riktig rekkefølge, framdriftsplanlegging skal skje på ulike nivå med ulike tidshorisonter, hindringer skal fjernes for å få utført jobben og alle skal delta i planleggingen av egen hverdag.

Et eksempel er at det lages «utkikkplaner» som viser et tidsvindu på fem til ni uker, og hindringer analyseres og det planlegges hvordan de kan fjernes. Et eksempel på hindringer er manglende tegninger, eller at en annen aktivitet står i veien for den planlagte jobben, kfr. Figur 19.4.



Figur 19.4 Hindringsanalyse

TEKNISKE HJELPEMIDLER I DAGENS DIGITALE SAMFUNN

Samfunnet blir mer og mer digitalt og bygge- og anleggsbransjen har begynt å ta digitale verktøy i bruk. For å få god informasjonsflyt og bedre samhandling er følgende verktøy nyttige:

- Prosjekthotell så som web-hotellene Buzzsaw og eRoom
- Data-assistert konstruksjon og 3D-modeller kombinert med nettbrett og GPS på anleggsutstyr
- Geotekniske og geologiske rapporter
- Undergrunnskartverk og grunnundersøkelsesdatabaser

Disse tekniske hjelpemidlene kan lette informasjonsflyten. Ved bruk av web-hotell kan alle enkelt få den informasjonen de har behov for, men man bør være oppmerksom på at mindre leverandører kan drukne i informasjonsflommen på ett større prosjekt.

3D-prosjektering kombinert med at man tar 3D-modellen ut på byggeplass med nettbrett gir en bedre oversikt enn papirtegninger. Når en får alle fagtegningene i en felles modell, muliggjør dette kollisjonskontroll på konstruksjoner over og under terreng. Modellen er ikke bedre enn inngangsdataene, og det er som kjent mange kablers og ledningers plassering som er beheftet med usikkerhet, noe som til dels skyldes mangelfulle «som-bygget-tegninger». Dette vil vi slite med i mange år framover. I tillegg er det ofte ikke tilstrekkelige grunnundersøkelser til å lage en god nok bergmodell og lagdelinger av grunnen.

Det er grunn til å tro at når den delen av byggenæringen som produserer over bakken effektiviserer og prøver å bli mer lønnsom, vil kravet til at grunnarbeidene skal produseres med større forutsigbarhet også tvinge seg fram.

De geotekniske rapportene er fremdeles geoteknikerens viktigste talerør til byggherre og entreprenør. For at byggherren og entreprenøren skal ha nytte av den geotekniske rapporten bør den bli skrevet på godt norsk og med formuleringer som er forståelige for byggherrer og entreprenører som ikke kan det geotekniske «stammespråket».

Nå tegnes som regel grunnundersøkelsene i modeller, men modellene med grunnundersøkelser overleveres sjelden fra rådgiver til grunnentreprenøren. Modellen kan være til hjelp for entreprenøren i vurdering av f.eks. pelelengder, og de bør få tilgang til denne informasjonen.

Undergrunnskartverket i Oslo har blitt bygget opp fra 1950-tallet. Det har dessverre ikke blitt vedlikeholdt siden 2007. Nå har NGU satt i gang arbeidet med en Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG). For nye grunnundersøkelser som utføres, foreslår NGU at det i framtiden bør bli kontraktsfestet at dataene skal leveres inn til en nasjonal database for grunnundersøkelser og vises i nettløsningen til databasen.

- Unngå dobbeltarbeid ved å utføre dobbelt sett av grunnundersøkelser
- Mindre omfattende undersøkelser, raskere tilgang til data, enklere arkivering
- Redusere planleggings- og prosjekteringstid og bedre beslutningsprosesser

Ingen av hjelpemidlene kan erstatte at byggherre, rådgiver og entreprenør møtes rundt et bord. Når det gjelder grunnarbeid må geoteknisk og geologisk rådgiver og spunt- og peleentreprenør inviteres på møtet.

LÆRING I BYGGE OG ANLEGGSTRANSJEN

Byggenæringen er svak på å dokumentere erfaringer som gjøres, og ta i bruk tidligere erfaringer i nye prosjekter. Flere forskere hevder at de grunnleggende karakteristika på næringen så som at den er fragmentert (består av mange ulike aktører) og prosjektbasert, virker negativt på muligheten for læring og innovasjon. Kunnskap forblir ofte lokalt i det individuelle prosjektet og går tapt, siden den ikke kommuniseres tilbake til den respektive organisasjonen. Det er mye taus kunnskap. Risikoen øker dermed for at samme feil gjøres om igjen. (Lena E. Byggballe, BI)

Mange prosjekter bygger på samme type basiskunnskap og bedriftene må identifisere denne kunnskapen og etablere rutiner som kan brukes på tvers av prosjektene. På St. Olav laget man for eksempel små, enkle håndbøker som beskriver Trimmet Bygging-rutinen. Rutinen er enkel å kommunisere fordi håndbøkene beskriver kun hovedingrediensene i modellen.

Sveriges Geotekniske Institut (SGI) har i prosjektet «Effektivare markbyggande» laget en tiltaksplan for læring i byggeprosessen. De skal først og fremst ha uavhengig granskning av byggeprosjekt. Prosjektene velges ut i fra bemerkelsesverdige kostnadsavvik, både store overskridelser og besparelser, samt prosjekt med fatale feil skal granskes. De skal i tillegg ha en kartlegging av skjulte feil, og der de skal utrede omfang og kostnader av små, men frekvente kvalitetsfeil i grunnarbeid i Sverige

I tillegg står det tiltaksplanen hvordan informasjonsformidling og læring kan skje ved:

- Oppretting av veiledninger
- Rettet kunnskapsformidling til ulike målgrupper:
- En seminarserie om geoteknikk i planprosessen rettet mot kommuner og lensstyrelser
 - Kurser i geoteknikk beregnet på yrkesaktive geoteknikere.
 - En årlig gjentagende dag om effektivisering i grunnarbeid der nye prosjekt presenteres og erfaringer utveksles.
 - Artikler i fagtidsskrifter om f. eks. skadeårsaker og kostnader
 - Workshop med erfaringsoverføring om positive og negative erfaringer fra gjennomførte infrastrukturprosjekt.
- Nettverk før effektivere «markbyggande». Nettverket skal systematisk arbeide for en effektivisering av grunnarbeidet. Nettverket skal bestå av ett 20-talls representanter, og SGI skal være ansvarlig for det. Det skal holdes noen møter per år med informasjon om hva som skjer innenfor området, kunnskapsbehov, påvirkningsmuligheter, og de skal legge fram forslag om felles teknikkutviklings- og implementeringstiltak.

Nettverket skal også planlegge et årlig forum for myndigheter og andre aktører i bransjen for å presentere den seneste forskningen innenfor området.

FAGKUNNSKAP, TILLITT OG PERSONLIG KJEMI

Trekantforholdet byggherrer, entreprenør og rådgiver krever tillitt for at samhandlingen skal være optimal. Det tar tid å opparbeide tillitt, og personlig kjemi mellom aktørene spiller inn.

Det enkelte firmaets fagkunnskap er også nøkkelen for god samhandling, og firmaets fagkunnskap er ikke bedre enn hver enkeltes arbeidstakers fagkunnskap. De tre partene har forskjellig spisskompetanse, og for å få det beste ut i et prosjekt må en lytte til hverandre og tilpasse løsninger med respekt for hverandres ståsted. Tillitt mellom partene i en byggepropp bygger på at en opplever at samarbeidspartene har tilstrekkelig fagkunnskap innen de sentrale emnene: anleggsteknikk, geoteknikk/geologi, logistikk, risiko og kontraktsjus.

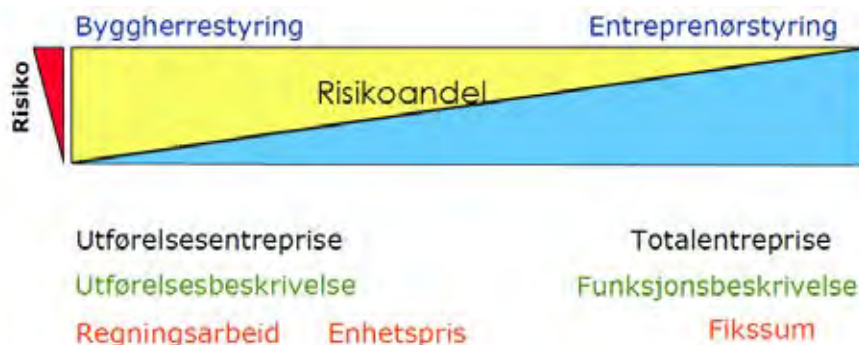
Hvis partene har tillitt til hverandre kan de få følgende fordeler:

- Problemløsning
- Læring
- Samarbeid
- Felles mål
- Utvexling av informasjon
- Uformelle avtaler
- Større åpenhet

Anleggsbransjen i Norge internasjonaleses mere og mere, og vi vil ha utfordringer med språk, kultur og fagkunnskap for utenlandske firmaer og arbeidstakere. Det er blant annet ikke mange andre land i Europa som har tilsvarende grunnforhold som Norges bløte leire.

RISIKO

De ulike entrepriseformene har ulik risikofordeling mellom partene. Det er både risiko for økte kostnader og forsinkelser. Typiske årsaker til kostnadsoverskridelser er uforutsette grunnforhold, feil i prosjekteringen og for sene tegningsleveranser.



Figur 19.5 Risikofordeling ved ulike entrepriseformer (Eirik Øfstedal)

Figur 19.5 viser hvordan risikofordelingen mellom byggherre og entreprenør endres ved bruk av ulike kontraktsformer. Uavhengig av entrepriseform vil byggherren måtte betale for risikoen. Ved en totalentreprise vil entreprenøren legge inn en pott for å prise usikkerhet i tilbudet. Denne potten vil være større på en totalentreprise enn på en enhetspriskontrakt.

I alle de norske standardene for entreprisekontrakter ligger risiko for uforutsette grunnforhold hos byggherren. Risikoen kan reduseres ved tilstrekkelig kartlegging av konstruksjoner i grunnen og tilstrekkelig grunnundersøkelser slik at entreprenøren får minst mulig overraskelser. God geoteknisk/geologisk fagkompetanse hos byggherre, entreprenør og rådgiver vil også redusere risikoen. Det samme gjelder kompetanse innen elektro- og vann og avløp.

HVEM EIER GRUNNVANNET? BEHOV FOR Å ENDRE VANNRESSURSLOVEN

Vannressursloven, lov om vassdrag og grunnvann, omhandler bruk og forvaltning av vassdrag og grunnvann. Loven har som formål å sikre en samfunnsmessig forsvarlig bruk og forvaltning av vassdrag og grunnvann. Med grunnvann forstås vann i den mettede sonen i grunnen.

Loven er vinklet mot nytte av vassdrag og grunnvann som ressurs. Det går ikke like klart fram av loven at grunnvannspåvirkning som drenasje ved fjell, som skyldes bygge- og anleggsaktivitet, er omfattet av loven. Dype byggegroper, boring for stag og peler, samt tunnelseprensning kan føre til drenasje i dypere lag av grunnen og senkning av grunnvannsnivået.

Vannressursloven bør omformuleres eller gjennom forskrift klargjøres til å ivareta uønsket påvirkning av grunnvann og grunnvannstand, slik vi ser at byggeaktivitet kan gjøre.

ENDRINGER FORSKRIFT OM KONSEKVENSENTREDNINGER

Det er kjent at dype byggegroper, borede peler og stag gir en økt fare for drenasje av grunnvann med poretryksreduksjon i dypere lag og mulig grunnvannsendring. Konsekvensene kan være setninger og skader på nabobygg.

Konsekvensene bør tenkes gjennom på flere stadier av planleggingen. Først bør det ivaretas under konsekvensutredninger.

Det bør tas med i Forskrift om konsekvensutredning, blant annet under listen i §§ 2 – 5 (KU). Listen omfatter mulige skader og konsekvenser for natur, kultur, helse, friluftsliv, tilgjengelighet, ras, flom og skred. Listen burde i tillegg omfatte krav til å utrede hvorvidt det er fare for skader på nærliggende bebyggelse og infrastruktur eller fare for endringer i grunnvannstand/poretrykk på kort eller lang sikt.

Konsekvensutredningen skal utarbeides på bakgrunn av fastsatt plan- eller utredningsprogram. Det er satt opp faste punkter som skal omhandles (KU vedlegg III, pkt. b). Listen omhandler ikke spesielt krav om å utrede fare for skade på bygg og infrastruktur på tilstøtende arealer. Dette bør etter vår vurdering tas inn.

Konsekvensen av fare for drenasje ved borede peler bør i tillegg vurderes tatt tydeligere inn i Peleveiledningen.

BYGGEGROPSVEILEDER

Med bakgrunn i litteraturstudiet foreslås det at NGF initierer en byggegropsveileder, tilsvarende Peleveiledningen. Veilederen bør ta inn punkter for påvirkning av omgivelsene, metoder og tiltak for byggegroper i sårbare områder og ved mer robuste forhold. (Stikkord: tetting og tettekrav, løsmasser og berg, byggegroppssikringer, naboforhold). I tillegg bør den

ulempe naboer kan få utdypes og synliggjøres teknisk og økonomisk, slik at det kan evalueres rettslig.

RETNINGSLINJER FOR MINIMUMSOMFANG AV GRUNNUNDERSØKELSER

Det bør utarbeides retningslinjer for minimumsomfang av grunnundersøkelser for ulike typer prosjekt og fundamentering. I prosjektet for Miljø- og samfunnstjenlige tunneler er dette staket ut for bergarbeider. Innen forurenset grunn er det også utarbeidet veiledere hvor det angis hvor mange undersøkelsespunkter det bør foreligge ved ulike kartleggingsoppdrag av forurenset grunn, noe som er til stor hjelp ved kostnadsoverslag av undersøkelsen og ved tilbud. Dette vil gi sikrere mengdeoverslag og kostnadsberegninger og man unngår at grunnundersøkelser skyves ut i entreprisperioden, som er helt uforenlig med god prosjektstyring og forutsigbar framdrift.

FAGKOMPETANSE I ALLE LEDD

Det anbefales at funnene gjennom prosjektet «Begrens Skade» tas inn i undervisningsopplegget på høyskoler og universitet. Det gjelder ikke bare spesifikt innenfor fagfeltet geoteknikk, men også innenfor planfag, konstruksjon og geologi.

Det er viktig for å forebygge skade i framtiden at temaet omtales som noe vi faktisk kan påvirke og begrense. Poreovertrykk er en viktig advarsel, influensområder, tetttiltak og injeksjon er også viktig. Konsekvensen av fare for drenering ved borede peler og stag bør belyses. Forhold til tredjepart og at deres omkostninger skal dekkes av utbygger, er også viktig å formidle.

Maskinentreprenørens forbund (MEF) har satt i gang arbeidet med å få eget fagbrev for brønn- og spesialboring, samt peleramming. Det blir dermed et fagbrev innen spesialarbeidere i fundamentering.

Intervjuundersøkelsen vår viser at i dag lærer nybegynnere av erfarne boroperatører. I dag er det en rekke krav til sikkerhetsopplæring førere av borvogner, men det er ikke krav om sertifisert opplæring. Bransjen ser ulikt behov for sertifisering, og ikke alle firmaer ønsker dette kravet. Opplæringen kan bygge videre på dagens sikkerhetsopplæring. I tillegg ønsker bransjen praktisk opplæring med vekt på vedlikehold av maskin og hydraulikk. I våre intervjuer har det også kommet fram ønske om innsikt i valg av boremetoder og praktisk geoteknikk.

Alle i bransjen både teoretikerne og praktikerne bør samles for å utveksle praktiske erfaringer. Disse samlingene bør da ikke være for preget av teoretiske foredrag som går over hodet på folk.

DEN BESTE SAMHANDLINGEN SKJER ANSIKT TIL ANSIKT RUNDT ET BORD

Vi benytter stadig flere tekniske hjelpemidler, men ingen hjelpemidlene kan erstatte den direkte dialogen rundt et bord. Da har man mulighet å benytte langt flere virkemidler i kommunikasjonen, både kroppsspråk og tonefall i tillegg til tegninger og kontrakt. Partene har muligheter til å få oppklart mulige misforståelser ved å stille oppklarende spørsmål. Når det gjelder grunnarbeid må geoteknikk og geologisk rådgiver og spunt- og peleentreprenør inviteres på møtet. Her har byggherre, byggeleder og hoved-/totalentreprenør en viktig oppgave: å invitere de rette deltagerne til møte.

Referanser:

- BegrensSkade. Delprosjekt 6. Forbedret samhandling i BA-prosessen (2014). Litteraturstudie. Grete Tvedt og Josefin Persson.
- Lovverk og kontraktens betydning for samspill og produkt. Gunvor Baardvik og Astri Eggen
Kartlegging av maskinoperatørens opplæring. Ingunn Veimo, Julie Lohmann og Grethe Moen Johansen
- Berg, A. D. (2013, mars 15). Referat fra Statusmøte: Arbeidsgruppe for samhandlingskontrakter. Oslo.
- Bygg21. (2013, april 16.). <http://www.dibk.no/no/Tema/Bygg21>. Hentet juli 22., 2014 fra <http://www.dibk.no/no/Tema/Bygg21/Om-Bygg21/Mandat-for-styret-i-Bygg21/>
- Byggballe, L. E. (2010). Samarbeid og læring i byggenæringen. En casestudie av Nye St. Olavs Hospital i Trondheim. Oslo: Handelshøyskolen BI.
- Fornyings- og administrasjonsdepartementet. (2013). Veileder til reglene om offentlige anskaffelser. Oslo.
- Forskrift om konsekvensutredninger av 2009.
- SGL. (2013, januar). Effektivare markbyggende. Forslag til: Handlingsplan 2013 - 2016. Linköping, Sverige.
- Statens vegvesen. (2012, november 2012). Håndbok 151.
- Svärd, A. (2011). Trust and control in fixed duration alliances. Inderscience Enterprises Ltd., 41-68.
- Tonnquist, B. (2012). Projektledning. Stockholm: Bo Tonnquist och Sanoma Utbildning AB.
- Veidekke. (2010, okt. 20). [www.veidekke.no](http://www.veidekke.no/spisskompetanse/planlegging-og-prosjektering/forbedringsprosesser/article61208.ece?q=involverende+planlegging&source=3329). Hentet juli 15, 2014 fra <http://www.veidekke.no/spisskompetanse/planlegging-og-prosjektering/forbedringsprosesser/article61208.ece?q=involverende+planlegging&source=3329>
- Øfstedal, E. (u.d.). <http://nvfnorden.org/lisilib/getfile.aspx?itemid=877> "Byggherrestrategi og organisasjonsmodell". Oslo, Norge.
- Prosjektlederens håndbok i NS-kontrakter av Advokat Helga A Tryti (Codex Advokat Oslo AS, 2012)
- Kontrakt og virkelighet. Risikofordelingen knyttet til grunnforhold - en historisk reise fra 1893 til 2013. Advokat dr. juris Jan Einar Barbo, advokatfirmaet BA-HR DA. Bergen, 11. november 2013.
- Statens vegvesen. Region Øst. Strategi-, veg- og transportavdelingen. Byggherreseksjonen. Prosjektoppgave i tilknytning til Norges Handelshøyskoles EMBA-program i økonomisk styring og ledelse: Anbefalinger til kontraktstrategi for Statens vegvesens utbyggingsprosjekter. Therese Høy og Olve Storhaug. Dato: 2010-05-25.
- Byggherreskolen. Avvikshåndtering etter NS 8406 og Håndbok 066. Liv Nordbye, Byggherreseksjonen, Vegdirektoratet, 09.10.2012
- Dokument 1 (2013-2014). Riksrevisjonens rapport om den årlige revisjon og kontroll for budsjettåret 2012. 5. november 2013.

ROMERIKSPORTEN SETNINGSUTVIKLING SOM RESULTAT AV TUNNELUTBYGGING OG SITUASJONEN I DAG

Romeriksporten

The progress of subsidence as a result of tunnel construction and the situation today

Steinar Myrabø, hydrolog, Jernbaneverket.

Elisabeth Moss-Iversen, hydrogeolog, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Byggingen av Romeriksporten førte til setninger og til dels store konsekvenser for bebyggelsen over tunneltraseen. Mye arbeid er utført både før, under og etter anleggsarbeidet, med ulike tiltak som vanninfiltrasjon og overvåking av bl.a. vannbalansen og setninger. Nå om lag 15 år etter utbyggingen ser det fremdeles ut som dette arbeidet må fortsette i lang tid fremover. Setningene har stoppet opp eller blitt minimale de fleste stedene, bl.a. ved hjelp av permanent vanninfiltrasjon, men i enkelte av områdene hender det fremdeles at JBV får nye skadesaker og noen gamle skadesaker er ennå ikke avsluttet.

Construction of the tunnel Romeriksporten led to subsidence and some major consequences for the settlement over the tunnel rout.

Much work has been carried out before, during and after the construction work, such as water infiltration and monitoring the water balance and the subsidence on buildings. Now about 15 years after the physical development, it still seems like this work must continue for a long time. The subsidence on buildings has stopped or at least become minimal most places, including using permanent water infiltration, but in some areas JBV still receive new damage cases and some old cases have not yet been closed.

HISTORIKK

Gardermobanen ble bygget i årene 1994 – 1998, som ny høyhastighetsjernbane mellom hovedstadsområdet og den nye storflyplassen på Gardermoen. Den skulle åpnes samtidig med storflyplassen 7. oktober 1998. Mellom Etterstad i Oslo og Lillestrøm i Skedsmo ble banen anlagt i tunnel under boligområdene øst i Oslo, under Østmarka og under tettstedsområdene i Lørenskog og Strømmen. Tunnelen ”Romeriksporten”, som ble ferdigsprenget høsten 1996, skulle etter hvert vise seg å være anleggsteknisk langt mer krevende enn opprinnelig forutsatt. I 1997 ble det klarlagt at anleggsarbeidene med den nye jernbanetunnelen Romeriksporten hadde ført til omfattende grunnvannssenkning i overliggende fjell og løsmasser. Som følge av betydelige svakhetssoner i berggrunnen på tvers av tunneltraseen, viste det seg at grunnvannet over deler av Romeriksporten var utsatt for uakseptabel nedtapping som følge av anleggsarbeidene.

I de leirfylte løsmasserennene under boligområdene medførte dette stedvis en markant poretrykksreduksjon, med påfølgende setningsutvikling. I ettertid har det vist seg at det var denne effekten som fikk de alvorligste konsekvensene. Omfattende setningsutvikling og tilhørende skader på bygninger og installasjoner skapte mye frustrasjon, bitterhet og

usikkerhet hos de berørte. Det har vært et omfattende arbeid med reparasjoner av boliger, og det blir fortsatt utført avbøtende tiltak i form av infiltrasjonsbrønner, samt kontinuerlig overvåking av poretrykksnivåer i disse områdene.

I Østmarka ble det tidlig i 1997, nærmest ved en tilfældighet, oppdaget at tjernet Nordre Puttjern var nesten helt nedtappet og terrenget rundt hadde sunket. I tillegg til setningene hadde det oppstått sprekker i terrenget rundt og utrasning av løsmasser ned i tjernet. Romeriksporten og situasjonen i Østmarka ble hett stoff i norske medier sommeren og høsten 1997. Et betydelig privat og offentlig engasjement bidro sterkt til at det ble igangsatt supplerende tettingsarbeider i tunnelen under de mest belastede områdene, og at det ble igangsatt ett omfattende utrednings- og overvåkningsprogram for å avdekke konsekvenser og legge til rette for kortsiktige og langsiktige avbøtende tiltak. Jernbaneverket sendte i 2005 sin sluttrapport over de hydrologiske og naturfaglige undersøkelsene til konsesjonsmyndigheten NVE, og har anbefalt at videre overvåking begrenses til oppfølging av vannstandsutvikling i tjern og brønner i et mindre område rundt Nordre Puttjern, samt et referanseområde ved Rundtjern. Rapporten (Myrabø, 2005) gir en kortfattet oppsummering av det overvåkings- og undersøkelsesprogrammet som ble satt i gang i Østmarka som følge av dette, og hvilke midlertidige og varige konsekvenser som er avdekket gjennom de ulike undersøkelsene.

OMRÅDEBESKRIVELSE

Romeriksporten starter ved Etterstad, i Oslofeltets sedimentære, kambro-silure bergarter. Ved Bryn krysser tunnelen en av Oslofeltets randforkastninger før den fortsetter inn i prekambrisk grunnfjellsgneis under Godlia, Hellerud, Østmarka, Ellingsrud og like til Stalsberg ved Lillestrøm.

Under boligområdene Godlia og Hellerud har tunnelen 50–120 m fjelloverdekning. Mellom Hellerud og Ellingsrud er overdekningen 150–230 m og tunnelen går her i ca. 3 km lengde under Østmarka. Resten av tunnelen mellom Ellingsrud og Stalsberg ved Lillestrøm går under bebygget område med 20–80 m fjelloverdekning.

Grunnfjellsgneis med amfibolitt er dominerende. Berget er gjennomgått av flere tydelige svakhetssoner/ forkastninger med nord-syd retning. Det er disse som fremstår som løsmassefylte dypprenner i dagen. Mellom disse svakhetssonene har berget varierende oppsprekingsgrad. Sprekkevannet transporteres i usammenhengende, irregulære kanaler.

Løsmassene i de bebygde områdene over Romeriksporten består hovedsakelig av marin leire avsatt i havet på slutten av siste istid. Landhevningen har medført at marine sedimenter i dag kan finnes opp til ca. 220 m over havet i Oslo-området.

Disse leiravsetningene finnes stort sett i dypprennene som markerer svakhetssonene/ forkastningene i fjellet. Sprekkesystemer i disse sonene medfører fare for lekkasje ned i underliggende tunneler eller fjellrom. I bunnen av dypprennene er det ofte mer permeable masser, sand, finsand, grus eller morene, hvor grunnvannet kan bli hurtig uttappet ved lekkasje.

Etter at tunnelen ble bygget er det gjennomført omfattende grunnundersøkelser i de aktuelle områdene, og det er laget relativt detaljerte løsmassekart for de berørte bydelene.

HYDROGEOLOGISK OVERVÅKNING

Jernbaneverket har etablert permanente vanninfiltrasjonsanlegg og overvåkingssystem i enkelte bydeler (Godlia, Hellerud, Ellingsrud, øst for Langvann og Strømmen). Anleggene er en videreføring av de midlertidige infiltrasjons- og overvåkingsanleggene etablert under byggingen av Romeriksporten. Hensikten med anleggene er å opprettholde og overvåke poretrykket ved fjell i løsmasseområdene der Romeriksporten har forårsaket setninger. Det har blitt utført manuelle setningsmålinger på ca. 450 objekter (bygninger og konstruksjoner), men antallet er nå sterkt redusert, spesielt i de områdene det ikke er registrert setningsutvikling. Det foretas manuelle avlesninger av poretrykk i mer enn 100 punkt, og 25 vanninfiltrasjonsbrønner styres manuelt. Automatisk avlesning av poretrykket i de mest strategiske lokalitetene, samt automatisk avlesning av de fleste vanninfiltrasjonsbrønnene (både trykk og mengde) ble etablert ganske tidlig. Data fra loggerne blir fjernoverført til Jernbaneverket sitt overvåkningskontor hver morgen.

I Østmarka har Jernbaneverket oppgradert og redusert overvåkingssystemet gradvis, og vi konsentrerer oss nå hovedsakelig om å holde vannstanden i Nordre Puttjern på normalt nivå (Myrabø, 2005).

I tillegg er det etablert en automatstasjon for registrering av nedbør og temperatur.

Et eget vanninfiltrasjonsanlegg i tunnelen under Puttjernområdet har vært operativt siden 1999. Anlegget pumper drensvann fra tunnelen ut i fjellet under Østmarka og skaper et mottrykk som hindrer eller reduserer grunnvannssenkning i lengre tørrværsperioder. Det har stort sett vært i daglig drift i tørre perioder, med varighet på noen få dager og opp til tre måneder i strekk. En har prøvd å kjøre det slik at vannbalansen og vannstanden i Nordre Puttjern også i tørre perioder blir mest mulig lik det naturlige for årstiden. Overvåkingen de påfølgende årene har sannsynliggjort at infiltrasjonsanlegget i tunnelen har bidratt til å opprettholde grunnvannsnivået i Puttjernområdet i tørre perioder.

Videre er det installert 5 automatiske målerenner som til enhver tid kan registrere tunnellekkasjene på ulike strekninger i tunnelen. Total innlekkasje i tunnelen varierer litt med klimaet, men ligger nå ganske stabilt omkring 1200 l/min, mot ca. 2000 l/min i 1999. Utviklingen indikerer imidlertid at det fortsatt foregår en sakte reduksjon av innlekkasje over tid. Dataene overføres via optiske kabler til Jernbaneverket.

Disse målingene er integrert med målingene fra de bebygde områdene og Østmarka i et enhetlig system (Myrabø, 2002).

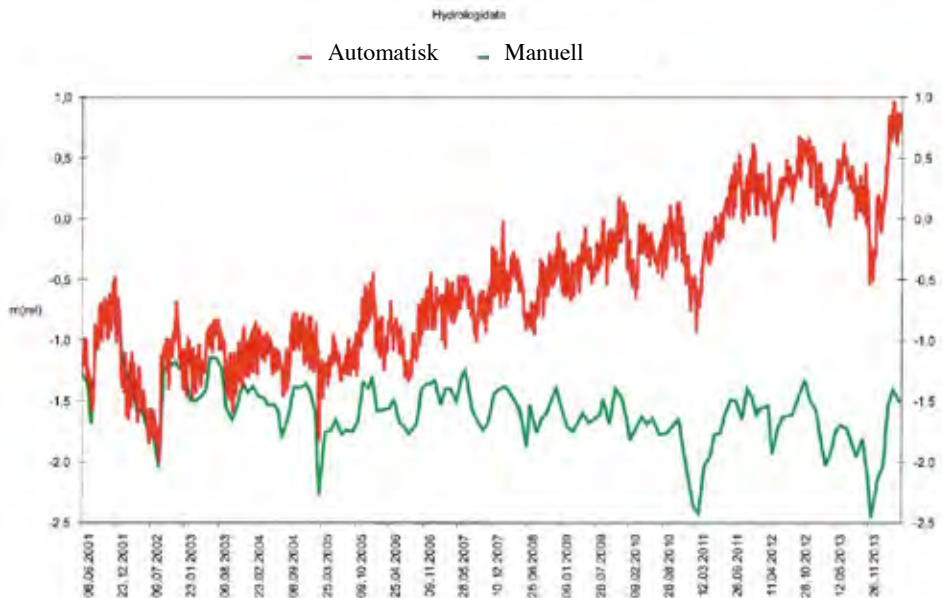
Det er per i dag 113 manuelle poretrykksmålere i området over Romeriksporten som jevnlig blir målt. Ved 23 av disse målerne har det blitt satt ned en ekstra måler som automatisk registrerer poretrykket hver time og sender dette via nettet til en database i Oslo. På den måten kan en gjøre en daglig vurdering av vannbalansen i de ulike områdene uten å måtte gå ut og måle dem.

Over tid har en sett at måleverdiene fra de manuelle og automatiske poretrykksmålerne avviker over tid. Tabell 1 viser måleverdi på to gitte datoer fra de automatiske og de manuelle poretrykksmålerne. Kolonne 10 viser differanse i måleverdi mellom manuell og automatisk poretrykksmåler i måleintervallet, dato 1 til dato 2 gitt i meter. Kolonne 11 viser hvor mange år det er i måleintervallet.

Tabell 1: Sammenligning av registreringer fra manuell og automatisk poretrykksmålere over tid.

Nr	Måling 1 [dato]	Manuell måling 1 [m]	Automatisk måling 1 [m]	Diff. måling 1 [m]	Måling 2 [dato]	Manuell måling 2 [m]	Automatisk måling 2 [m]	Diff. ved måling 2 [m]	Diff. mellom dato 2 og 1 [m]	Antall år mellom dato 2 og 1
1	07.06.2001	-1,22	-1,22	0	27.08.2014	-1,96	0,37	2,33	2,33	13,23
2	11.05.2001	0,7	0,7	0	27.08.2014	1,17	-0,53	-1,70	-1,70	13,30
3	27.09.2005	-1,42	-1,41	0,01	27.08.2014	-1,82	-2,05	-0,23	-0,24	8,92
4	12.06.2001	-2,71	-2,97	-0,26	26.08.2014	-1,73	-2,02	-0,29	-0,03	13,21
5	28.09.2001	-3,11	-3,11	0	26.08.2014	-2,89	-1,14	1,75	1,75	12,92
6	19.12.2001	-11,13	-11,13	0	20.08.2014	-13,88	-14,25	-0,37	-0,37	12,68
7	Ikke tatt med									
8	26.09.2001	0,55	0,72	0,17	03.07.2013	-0,18	2,80	2,98	2,81	11,78
9	06.06.2001	-0,71	-1,63	-0,92	20.08.2014	0,3	1,73	1,43	2,35	13,21
10	23.11.2001	-1,16	-1	0,16	20.08.2014	-1,1	-1,00	0,10	-0,06	12,75
11	21.03.2003	-0,88	-0,7	0,18	20.08.2014	0,51	0,21	-0,30	-0,48	11,42
12	13.06.2001	-1,19	-1,76	-0,57	20.08.2014	-0,59	-0,43	0,16	0,73	13,19
13	Ikke tatt med									
14	21.08.2008	-2,38	-2,27	0,11	21.08.2014	-2,23	-1,74	0,49	0,38	6,00
15	23.09.2005	-4,42	-4,11	0,31	21.08.2014	-5,31	-4,37	0,94	0,63	8,92
16	23.09.2005	-4,17	-3,48	0,69	21.08.2014	-2,36	-1,60	0,76	0,07	8,92
17	30.04.2001	-2,51	-3,96	-1,45	21.08.2014	-2,27	-3,45	-1,18	0,27	13,32
18	25.09.2001	-3,24	-3,21	0,03	21.08.2014	-3,19	-2,11	1,08	1,05	12,91
19	Ikke tatt med									
20	16.02.2000	-2,93	-4,25	-1,32	21.08.2014	-0,48	-1,58	-1,10	0,22	14,52
21	17.08.2005	-0,32	-0,32	0	21.08.2014	0,36	-0,76	-1,12	-1,12	9,02
22	29.03.2001	-0,3	-0,26	0,04	21.08.2014	0,02	0,25	0,23	0,19	13,41
23	03.04.2000	-0,87	-0,81	0,06	21.08.2014	-0,37	-1,31	-0,94	-1,00	14,39

Disse observasjonene viser at det ved innstilling av automatiske poretrykksmålere må settes ned en manuell poretrykksmåler i samme dybde for mulighet til å kontrollere og korrigere for eventuelle feil. Figur 1 viser en av de automatiske målerne som etter hvert fikk størst avvik (drift).



Figur 1: Viser differanse mellom verdiene fra manuell og automatisk poretrykkmåler satt i samme dybde. Grafen viser utviklingen fra 2001 til 2013 for poretrykkmåler nr.1 i tabell 1.

SETNINGSSKADER – ÅRSAKER

Generelt kan naturlige forhold som telehiv og ekstreme tørkeperioder, samt mange ulike menneskelige inngrep og påvirkninger føre til setninger både i terrenget og på bygninger. Årsaken til setninger kan derfor være vanskelig å fastslå eksakt. Derfor er det svært viktig for utbyggere av bl.a. tunneler å innhente god forhåndsdokumentasjon om bygninger og ha omfattende undersøkelser og målinger over flere år der en planlegger traseen.

Området i Østmarka med antatte skader på grunn av Romeriksporten er siden 1999 gradvis blitt redusert ved hjelp av omfattende undersøkelser. Andre årsaker, som drenering av myrområder pga skogbruk og overføringstunneler av vann i området, har etter hvert blitt avdekket. De store synlige skadene en så i Puttjernsområdet og ved Kjerringmyr kan vi med stor sikkerhet konkludere skyldes hovedsakelig byggingen av Romeriksporten.

I første fase med vannlekkasje skjedde en markert og drastisk uttørring av myrvegetasjonen i de hardest rammede områdene. Etter at grunnvannsstanden ble tilnærmet gjenopprettet ble problemet det motsatte. Sammensynkingen av torvlaget førte til at flere områder oppnådde en så høy grunnvannstand at de ble stående under vann i deler av sesongen. Myrområder og skogbunnen har sunket sammen mellom Puttjernene, rundt Nordre Puttjern og ved Kjerringmyr. Nordre Puttjern har også fått relativt mye større areal.

Vannbalansen i området er nå tilnærmet gjenopprettet, og forholdene i Nordre Puttjern nærmer seg en status tilsvarende det tjernet hadde før, både med hensyn på vannkvalitet og biologiske forhold. Endringene i vegetasjonen ser ut til å nærme seg stabilitet. De stedene hvor det fortsatt kan registreres endringer, er der det har oppstått store sprekker i myrdekket.

Det ble videre registrert en del skogskader i begrensede områder ved Puttjern og Kjerringmyr (ca 3 dekar) hvor de langsiktige effektene er knyttet til noe tredød og redusert kvalitet på trevirke på grunn av skjev vekst.

Denne overveiende positive konklusjon er nært knyttet til den oppnådde gjenoppretting av normale vannstands nivåer i de mest utsatte lekkasjeområdene. Denne tilstanden synes imidlertid fortsatt å være avhengig av kunstig infiltrasjon i tørre perioder. Byggingen av Romeriksporten har således ført til en permanent, eller i beste fall langsiktig endring, og dermed en økt lokal sårbarhet og avhengighet av kunstige avbøtende tiltak for at skader på naturmiljøet ikke igjen skal oppstå. Det er derfor viktig at infiltrasjonsanlegget fortsatt vedlikeholdes og driftes, slik at vannstanden i de utsatte områdene kan holdes på et normalt nivå gjennom hele sesongen. Jernbaneverket foreslår derfor et fortsatt, men begrenset måleprogram i Puttjernområdet.

Det omfattende nettet av manuelle målestasjoner som etter hvert ble etablert for innsamling av hydrogeologiske variable i de bebygde områder over Romeriksporten førte til at en fikk en viss oversikt over hvor lekkasjene skapte problemer. De store datamengdene som er registrert viser at effekten av lekkasjene, kombinert med de to tørkesommene i 1996 og 1997, har gitt varig påvirkning flere steder. Ulempene med at registreringene ikke startet tidligere ser en veldig klart her, da det er få steder det eksisterer data som viser normale variasjoner før utbyggingen, i tillegg til at poretrykksfallene kunne ha blitt oppdaget mye tidligere. Dataene viser at det har oppstått opp til 30 cm skjevsetninger på hus, og det er innmeldt om lag 450 skader, herav ca. 150 med fastslått relevans til Romeriksporten.

Der det ikke er gjort registreringer på forhånd er det vanskelig å begrunne at lekkasjene ikke har gitt ett bidrag til skadene, så dette er en stor ulempe for Jernbaneverket. Det er vanskelig å skille årsakene til setningene, og den omfattende dataovervåkingen som etter hvert ble etablert har vært et helt vesentlig hjelpemiddel i arbeidet med å vurdere hvorvidt innmeldte skader har relevans til byggingen av Romeriksporten. Det er ikke bare den forsterkende effekten av tørkesommene som bør vurderes mht. setningsbidrag, men det er også ved hjelp av kartdata vurdert effekten av urbanisering, drenering og bekkelukking. Det er mange steder setninger skyldes dårlig byggegrunn, spesielt drenerte myrområder og store løsmassefyllinger som ikke er tilstrekkelig komprimert og/eller inneholder uegnede masser, osv.. Bekkelukkinger er spesielt utsatte områder. I enkelte områder har vi fått tak i satellittmålinger som bekrefter dette.

Lekkasjeproblematikken i forbindelse med Romeriksporten har hele tiden skapt store utfordringer for å unngå nye setningsskader og uheldige miljøpåvirkninger. Ved å automatisere avlesning av poretrykk i strategiske lokaliteter, samt avlesning av de fleste vanninfiltrasjonsbrønnene (både trykk og mengde), slik at målingene fjernoverføres til kontoret i Oslo, så har overvåkingen av vannbalansen i de bebygde områdene over Romeriksporten blitt mye bedre. Det er nå mye lettere å sette inn tiltak på kort varsel, og erfaringene har i tillegg bidratt til å optimalisere driften av infiltrasjonsbrønnene. Situasjonen i Hellerud-, Godlia- og Ellingsrud-området ser ut for å være "evigvarende", og utfordringene her er fremdeles store, men det etablerte overvåkings- og styringssystemet fungerer så bra i den daglige driftssituasjonen at det sannsynligvis allerede i dag har hindret mange nye setningsskader og uheldige miljøpåvirkninger.

SETNINGSUTVIKLINGEN I BYDELENE

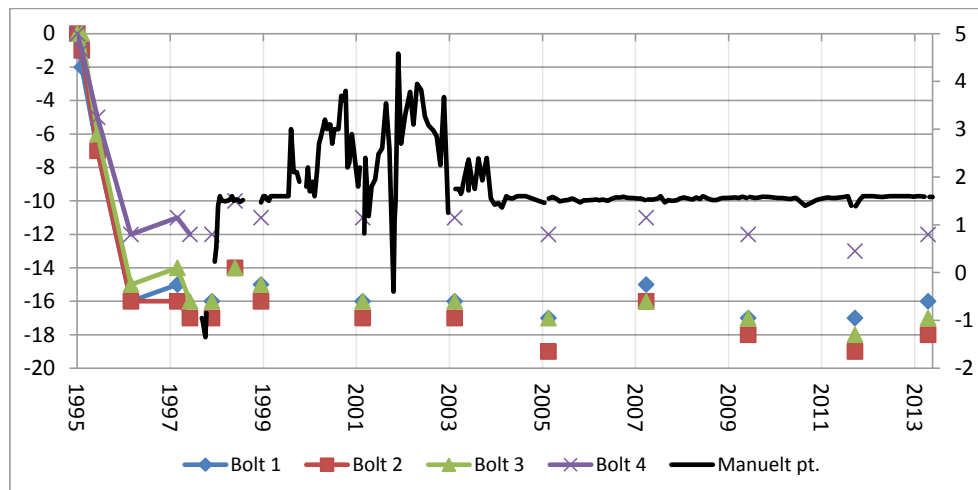
Figur 2-6 viser setningsutvikling for fem bygninger fundamentert på løsmasser over Romeriksporten, samt manuelt målt poretrykk fra området tilhørende byggene. Figurene illustrerer hvor ulik setningene og utviklingen er i de forskjellige områdene.

Figur 2 viser eksempel på et hus der en ved permanent vanninfiltrasjon har klart å stoppe setningsutviklingen på relativt kort tid, og der løsmassedybden har vært forholdsvis liten. I figur 3 ser vi derimot et eksempel på at vanninfiltrasjonen ikke har klart å stoppe setningsutviklingen, selv om poretrykket har kommet opp på et tilnærmet normalt nivå igjen. Skjevsetningene er her såpass store at en sannsynligvis vil ha et vedvarende problem i lang tid.

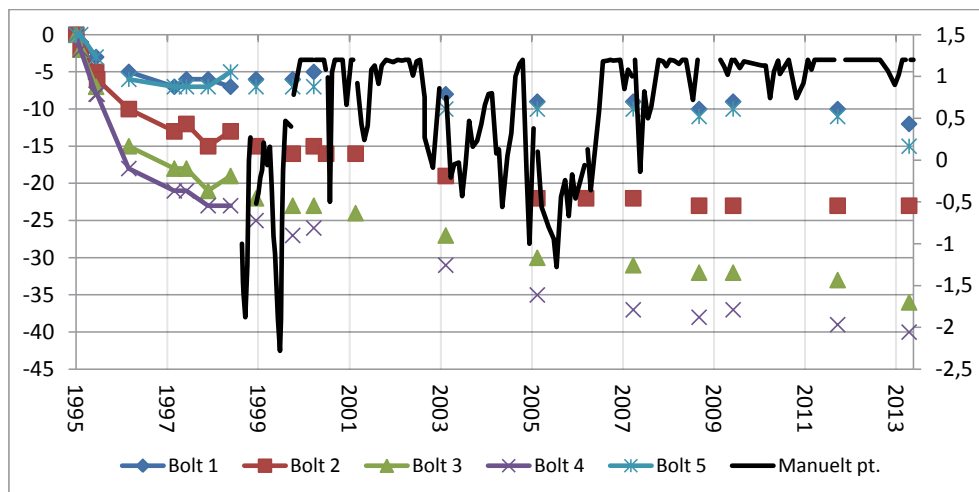
Figur 4 og 5 viser tilnærmet samme forhold som de to første figurene, men fra et område med større løsmassedybde. Setningene på huset i figur 4 stabiliserte seg først i år 2000 på tilsvarende setningsutvikling som før Romeriksporten ble bygd. Infiltrasjonen av vann og normalisering av poretrykket har derimot minimal påvirkning på setningene i huset vist i figur 5, men det blir sannsynligvis ikke noen skader her siden alle hjørnene setter seg likt. Spørsmålet er her uansett om setningene nå delvis eller ikke i det hele tatt skyldes Romeriksporten.

Figur 6 viser et eksempel på et hus med store setningsskader, der det ikke er noen tvil hva som er årsaken. Med permanent vanninfiltrasjon og normalisering av poretrykket stoppet etterhvert setningene.

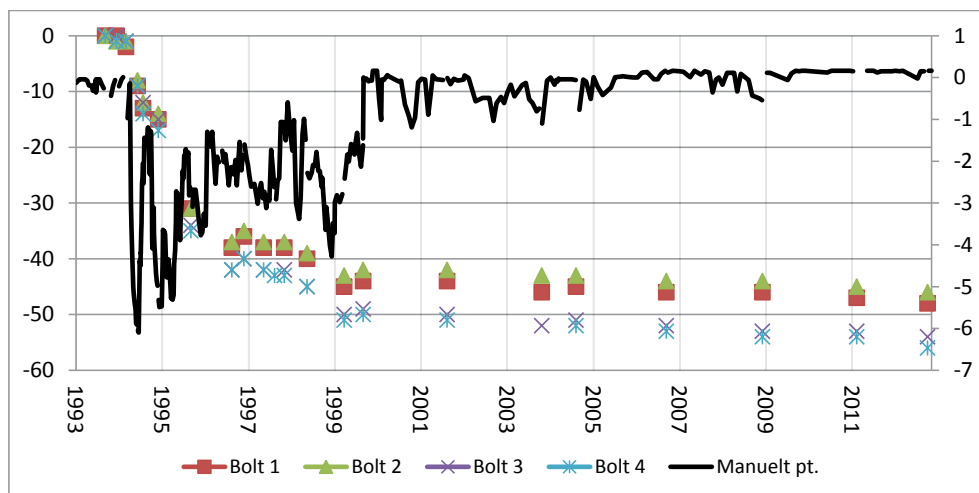
Disse figurene viser bare et lite utvalg av de ulike typer setningsutvikling som mange bygninger har i områdene over Romeriksporten. I mange av tilfellene er det svært vanskelig å konkludere sikkert med hva som er årsaken, men det er ingen tvil om at vi fortsatt sliter med setningsproblemer på grunn av både tidligere og de nåværende lekkasjene i Romeriksporten. Generelt ville det vært av stor hjelp å hatt setningsmålinger fra før utbyggingen startet, for å være bedre i stand til å vurdere om den setningsutviklingen vi ser i dag ville vært den samme uten bygging av Romeriksporten.



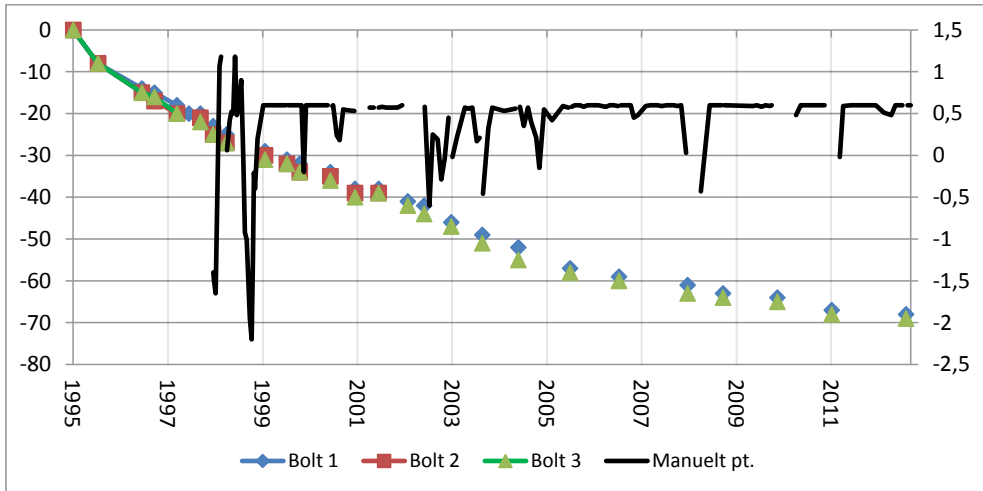
Figur 2: Setningsutvikling på et hus i bydelen Godlia fra 1995 frem til 2013. Skala i mm angitt på venstre y-akse. Manuelt målt poretrykk i perioden 1998 til 2013 er vist med heltrukket svart linje, hvor skala i meter er angitt på høyre y-akse. Røret for manuelt poretrykksmåler har siden 2004 vært 1,6m over bakken. Har poretrykket vært høyere har vannet rent ut. Verdier over 1,6m har derfor blitt registrert som 1,6m. I årene før 2004 har røret vært installert med et manometer for å kunne registrere verdier over 1,6m.



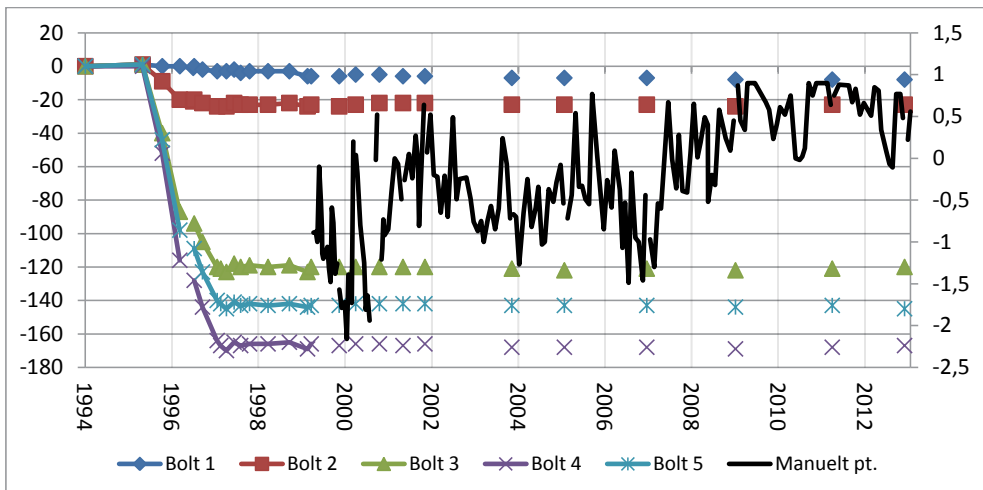
Figur 3: Setningsutvikling på et hus i bydelen Godlia fra 1995 frem til 2013. Skala i mm angitt på venstre y-akse. Manuelt målt poretrykk i perioden 1998 til 2013 er vist med heltrukket svart linje, hvor skala i meter er angitt på høyre y-akse. Røret for manuelt poretrykksmåler har de senere årene vært 1,2m. Har poretrykket vært høyere har vannet rent ut. Verdier over 1,2, har derfor blitt registrert som 1,2m.



Figur 4: Setningsutvikling på et hus i bydelen Godlia fra 1994 til 2013. Skala i mm angitt på venstre y-akse. Manuelt målt poretrykk i perioden 1993 til 2013 er vist med heltrukket svart linje, hvor skala i meter er angitt på høyre y-akse. Røret for manuelt poretrykksmåler har ligget 0,16m over bakken. Har poretrykket vært høyere har vannet rent ut. Verdier over 0,16m har derfor blitt registrert som 0,16m.



Figur 5: Setningsutvikling på et hus i bydelen Godlia fra 1995 frem til 2013. Skala i mm angitt på venstre y-akse. Manuelt målt poretrykk i perioden 1998 til 2013 er vist med heltrukket svart linje, hvor skala i meter er angitt på høyre y-akse. Røret for manuelt poretrykksmåler har siden 1999 vært 0,6m over bakken. Har poretrykket vært høyere har vannet rent ut. Verdier over 0,6m har derfor blitt registrert som 0,6m.



Figur 6: Setningsutvikling på et hus i bydelen Hellerud fra 1994 frem til 2013. Skala i mm angitt på venstre y-akse. Manuelt målt poretrykk i perioden 1999 til 2013 er vist med heltrukket svart linje, hvor skala i meter er angitt på høyre y-akse.

KONKLUSJON

For å opprettholde vannbalansen og prøve å unngå nye setninger og skader pga. lekkasjene i Romeriksporten er det etablert et system for automatisk og manuell overvåkning. Erfaringene er gode og det er lett å holde oversikten over situasjonen. Dette har medført at det er enklere å sette inn tiltak på kort varsel. I tillegg har sammenstillingen og tolkning/analyse av dataene gitt stor kompetanseheving innen dette fagområdet. Sammen med unike tverrfaglige erfaringer er dette særdeles nyttig for mange andre prosjekter med hydrogeologiske problemstillinger, og bør i høyeste grad benyttes i tilsvarende pågående og fremtidige prosjekter. En konkret erfaring som har blitt gjort, er at en ofte relativt raskt vil få en differanse mellom manuell og automatisk registrerte målinger. Ved bruk av automatiske poretrykksmålere som skal stå over tid må en derfor også installere en manuell til samme dybde. Dette vil kunne gi mulighet for kontroll og eventuell korrigering av de automatiske måleverdiene.

Ved å benytte tilsvarende overvåkningssystem som Jernbaneverket nå har bygd opp har enn mye større muligheter for å unngå at slike situasjoner med store setningsproblemer oppstår på nytt. En grundig overvåkning og oppfølging både 2-3 år før oppstart og under selve anleggsperioden er da helt avgjørende, i tillegg til detaljerte forundersøkelser. Spesielt viktig er at det under forundersøkelsene gjøres ganske detaljerte grunnundersøkelser over tunneltraseen, for å se hvordan løsmassene varierer og hvor en bør plassere overvåkningsutstyr. I løsmasserenner med store dybdeforskjeller kan selv relativt små lekkasjemengder gi betydelige skader. Spesiell aktsomhet bør en ha der løsmasserenner strekker seg flere hundre meter fra tunneltraseen.

Hvis en overvåkning ikke er grundig nok eller ikke blir iverksatt tidsnok, vil følgene av en slik situasjon kunne gi to typer kostnader. Utbedringskostnader og permanente tiltak, som begge kan bli "evigvarende", kan kanskje måles i kroner og ører, men det kan derimot ikke de rent menneskelige "kostnadene" til sinne, frustrasjon og frykt, samt den dårlige "reklamen" det kan få bl.a. ved stadige negative avisoppslag. Ved vurderinger av denne risikoen er det etter min oppfatning lønnsomt å investere i gode forundersøkelser, prioritere den hydrogeologiske overvåkingen ved å tilknytte fagpersoner til anleggsprosjektet, og benytte eksisterende kunnskap og kompetanse allerede på et tidlig stadium i planleggingsprosessen.

REFERANSER

- Myrabø, Steinar. (2002). "Hydrogeologisk overvåkning i Romeriksporten og dets nærmiljø. Automatisk og manuell overvåkning av de setningsutsatte områdene",
Konferansepublikasjon på Geoteknikkdagen høsten 2002
- Myrabø, Steinar. (2005) "Miljøovervåkning og tiltak i Østmarka 1999-2004",
Jernbaneverket Region Øst.

NASJONAL DATABASE FOR GRUNNUNDERSØKELSER

National database for ground investigations (NADAG)

PhD Inger-Lise Solberg, NGU

SAMMENDRAG

En nasjonal database for grunnundersøkelser vil gi en samlet oversikt over hvilke undersøkelser som er utført hvor, og muliggjør en effektiv tilgang til data. Informasjon om tidligere grunnundersøkelser vil kunne minske behovet for nye undersøkelser knyttet til planlegging, prosjektering og utbygging, og hindre dobbeltarbeid. Rask tilgang til data kan i tillegg være avgjørende i forbindelse med beredskap ved ulykker/naturskade. Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) versjon 1.0 ble utviklet i 2013, og arbeidet med versjon 2.0 pågår.

SUMMARY

A national database for ground investigations will give an overview of where different types of investigations have been carried out, and make possible an easier access to the data. Information about earlier investigations would potentially lead to less need for new investigations for planning, design and construction, and prevent duplication of effort. Easy access to data may be crucial in connection to natural hazards. National Database for Ground investigations (NADAG) version 1.0 was established in 2013, and the development of version 2.0 is in progress.

1 INNLEDNING

I Norge finnes store mengder data fra grunnundersøkelser, blant annet fra grunnvannsboringer/energibrønner, ulike typer fjellboringer, og geotekniske undersøkelser av løsmassene. Til tross for at det finnes store mengder boredata, er disse relativt utilgjengelige og spredt hos ulike dataeiere og -brukere. En nasjonal database for grunnundersøkelser vil gi en samlet oversikt over hvilke undersøkelser som er utført hvor, og muliggjør en effektiv tilgang til data (Solberg et al. 2012, 2014). Stortingsmelding 15 understreker bl.a. viktigheten av at informasjon fra grunnundersøkelser gjøres tilgjengelig (OED 2012). Arbeidet som pågår med en nasjonal database for grunnundersøkelser er et svar på denne meldingen.

I byer og tettbygde strøk er det stor konkurranse om utnyttelse av arealer, rom og ressurser i undergrunnen. Den største befolkningstettheten er i områder under marin grense, dvs. områder med løsmasser avsatt på tidligere havbunn. Kvikkleire finnes i slike områder, noe som er svært viktig å ta hensyn til for samfunnsplanleggere og utbyggere av infrastruktur. Et stort antall geotekniske boringer utføres derfor for å skaffe data om grunnforholdene.

Forvaltning av undergrunnen i tre dimensjoner (3D) innebærer blant annet plass til tunneler for vann, avløp og samferdsel, plass for kabler og rør til fjernvarme, elektrisitet etc., og for bergrom/fjellhaller til flere andre formål (industri, lager, tilfluktsrom). Samtidig bores det nye

energibrønner (grunnvarme) i stort omfang. Ulike installasjoner i undergrunnen kan også bidra til å endre grunnvannsnivå/poretrykk, med risiko for påfølgende setninger og bygningsskader. Det stilles store krav til grundige undersøkelser før inngrep gjøres, noe som er tidkrevende og kostbart. Mangel på samordning av informasjon kan føre til store problemer med planlegging av viktig infrastruktur, og til ekstra kostnader for samfunnet.

Data fra grunnundersøkelser representerer faktadata av stor verdi, og er avgjørende for en god forvaltning av arealer og undergrunnen. En database bør favne bredt, til å gjelde alle typer grunnundersøkelser for mange forskjellige formål – og dermed kunne nå ulike brukergrupper i samfunnet.

Gjenbruk av data vil føre til vesentlige besparelser. Blant de viktigste motivene for å etablere en nasjonal database for grunnundersøkelser er de samfunns- og bedriftsøkonomiske konsekvensene. Eksempler på dette er:

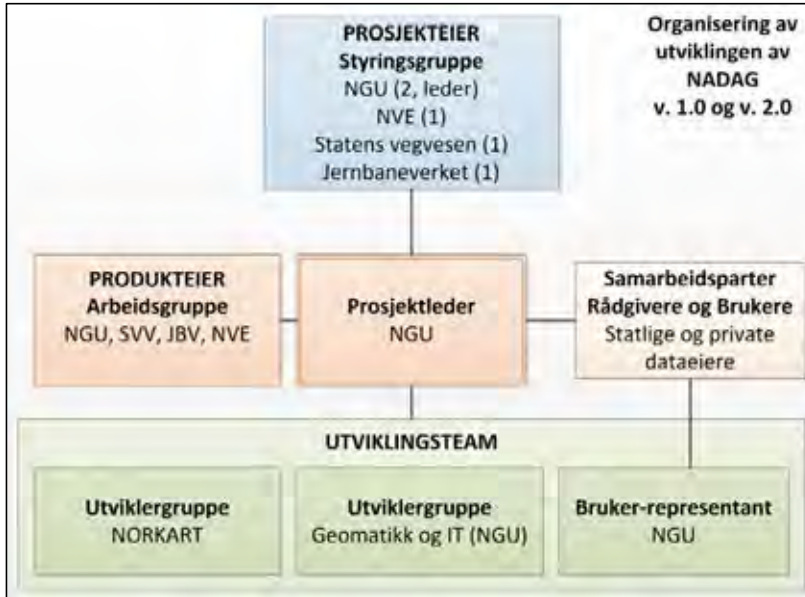
- Mer effektiv datainnsamling: Hva finnes fra før, hvor bør man supplere, unngå dobbeltarbeid, mindre omfattende undersøkelser, raskere tilgang til data, enklere arkivering.
- Kortere planleggings- og prosjekteringstid og bedre beslutningsprosesser.
- Vurdering av potensielle tomter for utbygging, samt vurdering av byggesaker som er utarbeidet.
- Forhindrer kostnader og forsinkelser i prosjektutførelse grunnet "uventede grunnforhold".
- Unngå skader på bygninger på grunn av at (langvarige) prosesser i undergrunnen som kan medføre skader har blitt kartlagt og anerkjent i en tidlig fase.
- Besparelser i datainnsamling og effektiv datasøking kan føre til mindre kostnader i felt og lab (avhenger av hvor mye som tidligere er gjort i det aktuelle området).
- Utnytte flere type data sammen, og får dermed en mer helhetlig tilnærming i nye prosjekter.

I tillegg vil det være viktig å kunne framskaffe data om grunnforhold raskt i forbindelse med forebygging av naturskade:

- Grunnlag for stabilitetsvurderinger for byggeprosjekter for å unngå bl.a. skredhendelser.
- Vurdering av skader på terreng og bygninger som skyldes dårlige grunnforhold.
- Grunnlag for sikring av elver/bekker og andre områder
- Borepunkter/rapporter med kvikkleirevurdering
- Kriseberedskap/-håndtering ved ulykker og naturskade
- Grunnlag for vurdering og justering av faresoner
- Grunnlag for å vurdere videre utbredelse etter skredhendelser

2 PROSJEKTET NADAG

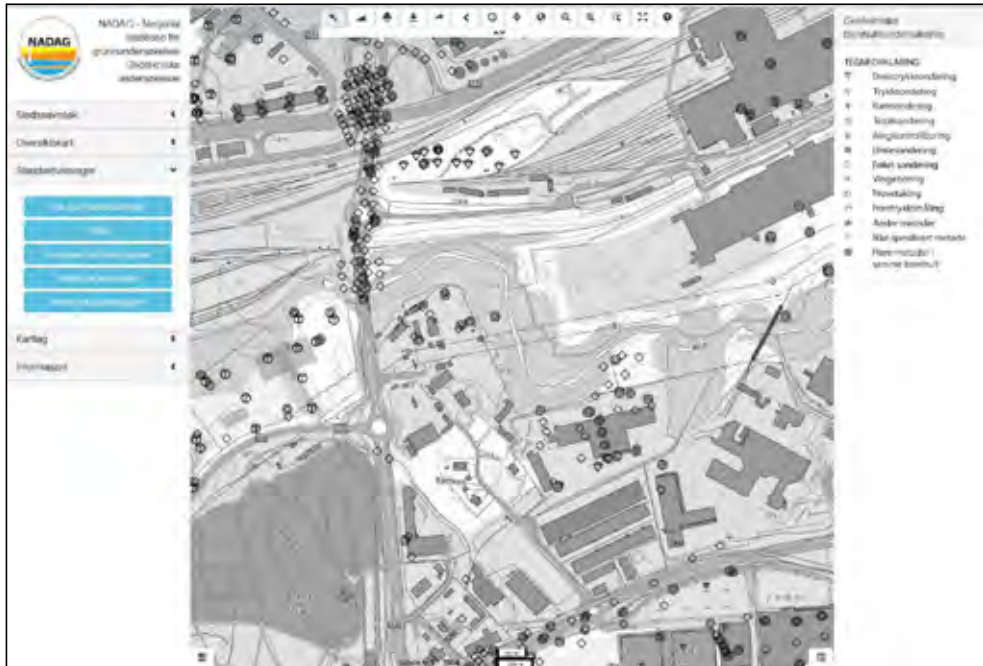
Prosjektet om utvikling av Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) versjon 1.0 og 2.0 samler i dag fire store offentlige aktører: Norges geologiske undersøkelse (NGU) i samarbeid med Statens vegvesen (SVV), Jernbaneverket (JBV) og Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) (figur 1). Disse har i fellesskap tatt initiativ til og ansvar for å samle og gjøre offentlig tilgjengelig samfunnsviktige data knyttet til grunnundersøkelser og grunnforhold. Databasen vil i første omgang inneholde data fra geotekniske undersøkelser, og den er basert på SOSI-standarden for slike undersøkelser. Utviklingen av databasen foregår i samarbeid med Norkart AS, men NADAG skal driftes av NGU.



Figur 1 Organiseringen av prosjektet om utviklingen av NADAG.

Prosjektet startet med forundersøkelser i 2012, og i løpet av 2013 er en første versjon av databasen blitt utviklet. NADAG v. 1.0 representerer primært en realisering av database-modellen og består av en relativt enkel innsynsklient (figur 2). Den inneholder data fra et testområde i Oslo.

Fra 2014 videreutvikles NADAG med flere funksjoner og gir mulighet for import/eksport av data. I tillegg vil NADAG ha to innsynsklienter, en enkel og rask med få valgmuligheter, og en avansert som har flere funksjoner. Utviklingen er styrt av de konseptuelle standardiserte datamodellene, og justeres etter hvert som flere brukerbehov blir dokumentert. Prosjektet gjelder i første omgang utvikling av versjon 1.0 og 2.0.

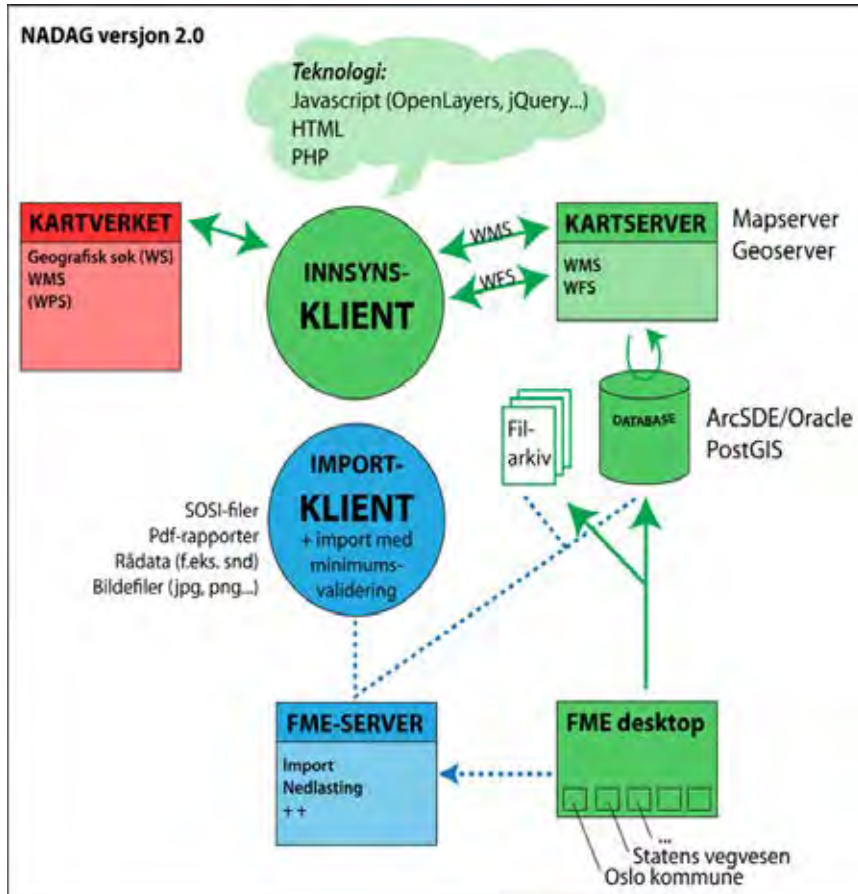


Figur 2 Skjermdump av NADAG nett-tjeneste (geo.ngu.no/kart/nadag)

3 VERSJONER AV NADAG

Produktspesifikasjonen til NADAG er definert i SOSI for versjon 1.0. Datamodellen er basert på et utvalg fra objektkatalogen til SOSI-standarden for geotekniske undersøkelser (SK 2011). For NADAG versjon 2.0 vil et større utvalg av SOSI-standarden inngå i produktspesifikasjonen. Ved å lage en produktspesifikasjon i Enterprise Architect får man omtrent en automatisk realisering som en ESRI geodatabase i Oracle, noe som fører til en mer strømlinjet utveksling til SOSI-format, SOSI-GML o.a.

Figur 3 viser prinsippet for hvordan NADAG versjon 1.0 og 2.0 er bygget opp. Siden NADAG skal driftes av NGU, er det lagt vekt på å bruke teknologi som er kjent for bedriften. Klienten implementeres med programmeringsspråket JavaScript (OpenLayers, jQuery samt andre kjente rammeverk), HTML og PHP. Klienten kommuniserer fra PHP mot de geografiske søkene via WebServices og mot bakgrunnskart og kartdata via OpenLayers (WMS og WFS).



Figur 3 Grønt og rødt viser NADAG versjon 1.0 – dataflyt med klient i sentrum. Grønt er teknologi og komponenter ved NGU, rødt viser ekstern avhengighet. Versjon 1.0 er i hovedsak en realisering av standarden og datamodellen. Blått viser utvidelsen til versjon 2.0 som inkluderer import/eksport (figur fra NGU 2013).

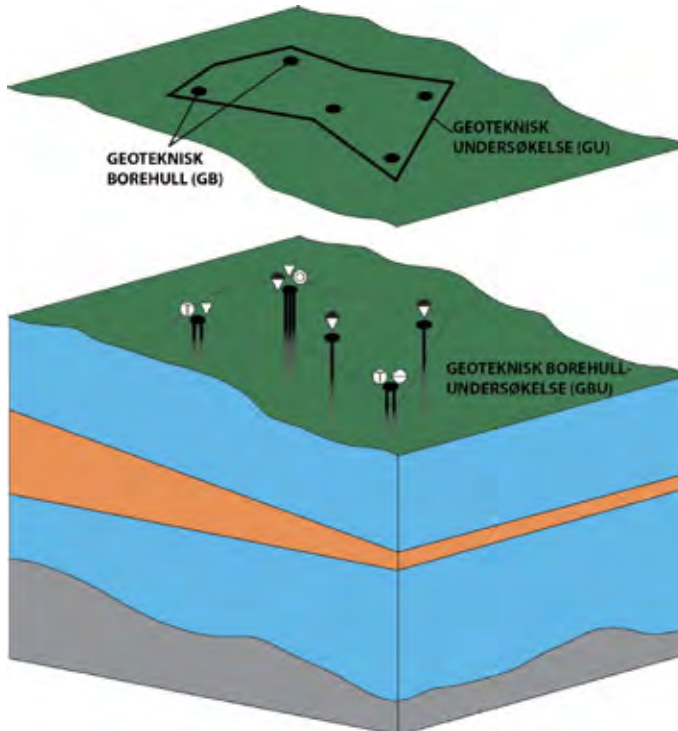
4 DATA I NADAG

4.1 Oppbygging av databasen

Datamodellen i NADAG er som nevnt basert på oppbyggingen av SOSI-standard for geotekniske undersøkelser (SK 2011, figur 4):

- *Geoteknisk undersøkelse (GU)* er et geografisk område hvor det finnes geotekniske borehull tilhørende et gitt prosjekt.
- *Geoteknisk Borehull (GB)* er et geografisk område representert ved et punkt som er den logiske enhet for tolking av laginndeling og egenskaper til de forskjellige jordlag. Merknad: Et geoteknisk borehull er representert som et punkt i kartet men er egentlig et begrenset område innenfor en radius på 2-3 meter som inneholder en eller flere fysiske undersøkelser (dvs. Geoteknisk Borehull Undersøkelse).

- *Geoteknisk Borehull Undersøkelse (GBU)* er et geografisk punkt hvor det er utført feltforsøk, prøvetaking, måling av poretrykk osv. med tilhørende observasjoner. Merknad: Flere undersøkelser kan tilhøre det samme geotekniske borehullet, men det er undersøkelsen som representerer de enkelte sonderinger/boringer.



Figur 4 Oppbyggingen av NADAG databasemodell er basert på SOSI-standarden for geotekniske undersøkelser.

For data som ligger i NADAG skal det være et minimum av informasjon knyttet til punktet (metadata som stedfestelse, boretype, boret dybde, firma, dato, rapportnr.). I noen tilfeller vil mer data være tilgjengelig, i tillegg til metadataene (rapporter og rådata). Det vil derfor være ulike nivå for mengde tilgjengelige data knyttet til et punkt, og NADAG skal kunne vise eller lagre data fra alle disse nivåene:

1. Kun metadata
2. Metadata og data om dyp til fjell, kvikkleireinformasjon, evt. link til rapport-pdf
3. Metadata, rapport, rådata (f.eks. SND-filer)

4.2 Systematisering og levering av data til NADAG

Noen organisasjoner har velfungerende system for egne data, mens andre helt mangler system, eller har et som ikke fungerer optimalt. Dataeiere vil kunne ha ulik tilknytning til NADAG. Noen vil eie og drifte sin egen database, men benytte NADAG som en innsynsløsning. For andre vil NADAG helt eller delvis kunne fungere som databank, dersom

de ikke har mulighet til eller interesse i å forvalte dataene selv. Hovedmålet er at NADAG på sikt vil kunne vise alle grunnundersøkelser som er utført, på ett av de tre datainformasjonsnivåene vist over.

Data som leveres til NADAG bør være systematisert i henhold til modellen beskrevet i kap. 4.1. Det er i prosjektet utviklet en opplastingsportal hvor man kan levere skjema hvor data er systematisert på denne måten. Dette er primært for ”gamle data” og for dataeiere som ikke har et eget datalagringsystem. Har man allerede en velfungerende database og ønsker å utveksle data med NADAG, kan det utvikles tilpassede datautvekslingsløyper. Vi har også som formål å videreutvikle opplastingsportalen til å kunne ta i mot GeoSuite-filer – et format som endel av nyere data vil kunne være på.

Foreløpig er det hovedsaklig data som ble lagt inn ved utviklingen av versjon 1.0 som ligger i databasen. Dette begrenser seg til et testområde i Oslo med data levert av Oslo kommune (ca. 96 % av punktene), Statsbygg, JBV og SVV. Til sammen utgjør dette nesten 150 000 punkter i et område på litt over 100 km². Statsbygg har en egen database for sine undersøkelser, som relativt raskt vil kunne levere et landsdekkende datasett til NADAG.

4.3 Leveringsplikt og kontrakter

I en nasjonal database for grunnundersøkelser vil det være hensiktsmessig om det ble pålagt alle som driver med grunnboringer å rapportere inn til databasen et minimum av informasjon knyttet til undersøkelsen. En slik praksis har grunnvannsdatabasen (Granada) i dag. Granada driftes av NGU, og innrapportering av utført grunnvanns-/energiboring til databasen er lovpålagt. For nye data som samles inn i ulike offentlige prosjekter, bør det i framtiden kontraktstfestes at data skal leveres inn til NADAG eller vises i nettløsningen til databasen. Dette bør også gjelde rådata fra undersøkelsene. For endel eldre data, hvor kontrakter hindrer at alle data gjøres tilgjengelig for alle, bør i det minste metadata kunne leveres (nivå 1 eller 2 av datainformasjon). Alle data i databasen vil uansett ha en nytteverdi. Alt som legges inn i NADAG er offentlig tilgjengelig. Det utarbeides i prosjektet et kontraktstillegg som kan benyttes av alle som ønsker å sikre at data de bestiller kan legges inn i NADAG.

Stortingsmelding nr. 15 legger også vekt på viktigheten av datatilgjengelighet og bevaring av data (OED 2012):

"Alle offentlige grunnundersøkelser og rapporter bør bli gjort allment tilgjengelig. Dette er viktig for å sikre best mulig underlag for farevurderinger framover og for unngå unødige kostnader ved dobbeltarbeid som følge av at tidligere undersøkelser ikke er kjent. Undersøkelser som statlige aktører har eierrettighetene til, vil bli gjort allment tilgjengelig og det bør tas sikte på tilsvarende tilgjengelighet for informasjon som kommunene sitter på.

Også grunnundersøkelser og fareutredninger som er eid av private aktører bør bli gjort tilgjengelig for offentligheten. Dette kan skje på ulik måte og i ulik grad. Primært tas det sikte på å få til en frivillig ordning med aktørene slik at tilstrekkelig informasjon for at resultater kan bli gjenbrukt, blir tilgjengelig. Det kan for eksempel være informasjon om hvem som har gjennomført undersøkelser og utredninger i hvilke områder. Dette vil i utgangspunktet være til fordel for alle aktører.

For å sikre at informasjon fra framtidige grunnundersøkelser og fareutredninger som gjennomføres i forbindelse med planlegging og gjennomføring av utbygging blir tilgjengeliggjort, kan det vurderes å innføre leveringsplikt til et offentlig register. En liknende plikt for innrapportering er etablert for grunnvannsbrønner med hjemmel i vannressursloven § 36."

5 SLUTTKOMMENTAR

Hovedformålet med Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) er å samle alle grunnundersøkelser i Norge på ett sted, og forenkle tilgangen til disse data. Gjennom dette legges det til rette for gjenbruk av data, noe som bl.a. kan føre til store besparelser for samfunnet, og være av stor betydning ved krisehåndteringer. For at NADAG skal bli dette viktige og lenge etterspurte verktøyet, er det sentralt at tjenesten er velfungerende og inneholder data. Det er derfor viktig med tilbakemeldinger på tjenesten, og at dataeiere systematiserer og leverer data til NADAG.

Adresse til NADAG: geo.ngu.no/kart/nadag

6 REFERANSER

- NGU 2013: Statusnotat NADAG, arkivnr. 13/00306, 28. august 2013.
- Olje- og energidepartementet (OED) 2012: Hvordan leve med farene – om flom og skred. Melding til Stortinget nr. 15 (2011-2012). 30. mars 2012.
- SK (Statens kartverk) 2011: SOSI standard – generell objektkatalog versjon 4.0. Fagområde: Geotekniske undersøkelser. Juli 2011.
- Solberg, I.L., Nossum, A.S. & Ryghaug, P. 2014: Utvikling av nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG). Kart og plan 107 (74) 3, s. 166-173.
- Solberg, I.L., Ryghaug, P., Nordahl, B., de Beer, H., Hansen, L. & Høst, J. 2012: Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) – forundersøkelse. NGU rapport 2012.054.

En diskusjon om løsne- og utløpsområder for skred i sprøbruddmaterialer

Some discussions related to the post-failure movements of landslides in sensitive clays

Vikas Thakur¹, Trude Nyheim², Stein – Are Strand², Margareta Viklund³, Frode Oset¹, Bjørn K. Dolva¹, Kristian Aunaas¹, Ingrid Havnen², Einar Lyche², Odd Are Jensen²

¹ Statens vegvesen, Vegdirektoratet

² Norges vassdrag- og energidirektoratet

³ Jernbaneverket

Sammendrag

I regi av delprosjekt kvikkleire til Naturfareprosjektet (NIFS, www.naturfare.no) gjennomfører etatene en rekke forsknings- og utviklingsaktiviteter knyttet til kvikkleire. Denne artikkelen presenterer og diskuterer noen foreløpige resultater fra delprosjekt kvikkleire aktivitet 6.7 «Skredutbredelse og utløpsområder».

Abstract

The article presents some results from the sub-Project «Landslide challenges in sensitive clays» of the Natural Hazards project (NIFS, www.naturfare.no). Based on the recent findings, this paper discusses some aspects related to postfailure movements of landslides in sensitive clay.

1 Innledning

Det tverretatlige prosjektet Naturfare, infrastruktur, flom og skred (NIFS) er forankret i melding til Stortinget 15 (2011-2012) *Hvordan leve med farene – om flom og skred* og den påfølgende behandling. Jernbaneverket (JBV), Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Statens vegvesen (SVV) har allerede i mange år og på mange områder samarbeidet godt, og bringer disse erfaringene med seg inn i en stor og målrettet FoU-satsing. Prosjektet favner bredt og belyser utfordringer fra det strategiske til det operative knyttet til naturfare. Prosjektperioden er 2012 – 2015, og det satses 42 mill. kr. og mye interne ressurser på å nå målene. I skrivende stund er 2/3 unnagjort og vi leverer over budsjett og forventning. Det skal vi fortsette med.

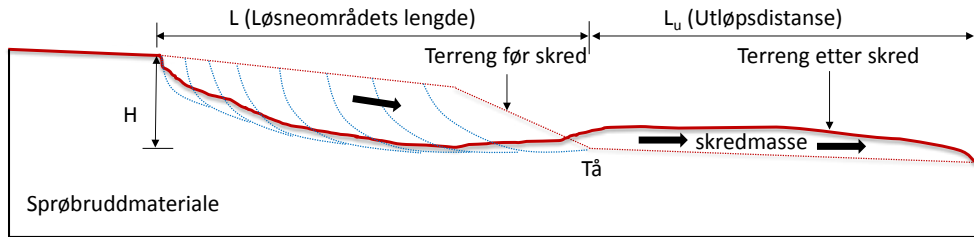
I regi av delprosjekt kvikkleire i Naturfareprosjektet (www.naturfare.no) gjennomfører etatene en rekke forskning- og utviklingsaktiviteter knyttet til skred i kvikkleire. NIFS rapport nr. 33-2012, som kan lastes ned fra www.naturfare.no, gir omfattende informasjon om delprosjektet.

NIFS aktivitet 6.7 sitt mål er å lage en veileder for å finne mulig utløpsdistanse for område-skred i sprøbruddmaterialer. Veilederen vil tilknyttes «kvikkleireveilederen» (NVE Veileder 7/2014). Metoden for å finne mulig utløpsdistanse skal baseres på empiriske data og konvensjonelle geotekniske beregningsmetoder og grunnundersøkelser. Denne artikkelen tar for seg faktorer som kan påvirke utløpsområdet.

Skred i sprøbruddmaterialer kan bli utløst av tilsynelatende ubetydelige faktorer, som små utgravninger eller fyllingsarbeider (Rissaskredet i 1978), som følge av dynamiske påkjenninger (Kattmarkaskredet i 2009) eller erosjon av elv eller langs bekk (Verdalsskredet i 1893). Omrørte sprøbruddmaterialer (kvikkleire) og overliggende masse kan bevege seg opptil flere hundre meter dersom massen har et område å strømme ut i (utløpsområde). Potensielt løseområde (skredutbredelse) anslås vanligvis etter en begrensingslinje med helning 1:15 bakover fra skråningsfoten (NVEs kvikkleireveileder). I regi av Naturfareprosjektet (www.naturfare.no) er det uttrykt et behov for å gjennomgå dette i lys av nyere erfaringer og kunnskap. Følgende NIFS rapporter og artikler danner grunnlaget for de vurderingene vi presenterer i denne artikkelen.

- /1/ Karlsrud K, Aas G, Gregersen O (1985) Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experience. NGI Publication 158
- /2/ NIFS-rapport 2013-21. Utstrekning og utløpsdistanse for kvikkleireskred basert på katalog over skredhendelser i Norge. Datert 21.11.2012. Utarbeidet av NGU – Jean-Sébastien L'Heureux, Inger Lise Solberg. Utgitt av NVE.
- /3/ NIFS-rapporter 2013-38 og 2013-46. Q-BING – Utløpsmodell for kvikkleireskred. Utarbeidet av NGI - Dieter Issler, José Mauricio Cepeda, Byron Quan Luna, Vittoria Venditti , Jean-Sébastien L'Heureux, Utgitt av NVE.
- /4/ Thakur, V., Degago, S. A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O. A., Sæter, M. B., Robsrud, A., Viklund, M. & Nigussie, D. (2014): Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. Chapter 8 in book Landslides in Sensitive Clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research, volume 36, 2014, pp 91-103, Springer.
- /5/ Thakur V., Degago S.A., Oset, F., Dolva, B. K. & Aabøe, R. (2013) A new approach to assess the potential for flow slide in sensitive clays. Une nouvelle approche pour évaluer le potentiel de Coulée dans les argiles sensibles. International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, ISSMGE, Paris, France, pp 2265-2268.
- /6/ Thakur V and Degago S (2013) “Disintegration Energy of sensitive clays” Geotechnique Letters. Vol. 3, pp 20-25.
- /7/ Thakur V, Oset F, Degago S A, Berg P O, Aabøe R, Wiig T, Elisabeth E D, Lyche E, Sæter M B, Robsrud A (2011) “A critical appraisal on the definition of Brittle clays”. Nordic Geotechnical Meeting. Copenhagen, May 2012, pp 451-462.
- /8/ Thakur V and Degago S (2012) “Quickness of sensitive clays” Geotechnique Letters. Vol. 2, pp 87-95.
- /9/ Thakur V, F. Oset, S.A. Degago & R. Aabøe, A. Watn (2013) Transportation infrastructure on soft sensitive clays: Some essential aspects and examples. Second international conference on transport geotechnics. Advances in Transportation Geotechnics II – Miura et al. (eds) 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62135-9, pp 836-842.
- /10/ Nigussie D (2013) Masteroppgave på “utbredelse av kvikkleireskred”, NTNU.
- /11/ Lulseged A (2014) Masteroppgave “utbredelse av kvikkleireskred”, NTNU.

2 Skred i sprøbruddmaterialer: Terminologi og bakgrunnsdata



Figur 2.1 Prinsippskisse for utløpsdistanse

- **Sprøbruddmateriale (jordarter med sprøbruddegenskaper):** I geoteknisk sammenheng er dette definert som løsmasser (leire og silt) som utviser en utpreget sprøbruddoppførsel, dvs. en betydelig reduksjon i fasthet ved tøyninger ut over tøyning ved maksimal fasthet. NVEs kvikkleireveilder definerer materiale med omrørt skjærfasthet $c_{u,r} < 2$ kPa og sensitivitet $St > 15$ som jordarter med sprøbruddegenskaper.
- **Rotasjonsskred:** Skred med tilnærmet sirkulærsylindrisk glideflate.
- **Lokalskred:** Et rotasjonsskred eller overflateutglidning som kan skje i alle materialtyper, men som ikke utvikler seg til et områdeskred.
- **Initialskred (initial utglidning):** Lokalt skred som utløser et større skred (områdeskred) i tilstøtende sprøbruddmaterialer (se figur 3.4).
- **Områdeskred:** Her brukt for fremover- eller bakoverrettede skred med progressiv bruddutvikling i områder med kvikkleire/sprøbruddmateriale, i motsetning til lokalskred. Et områdeskred kan ha stor utbredelse. Begrepet kvikkleireskred brukes også om områdeskred.
- **Flakskred:** Skred der hele laget over glideflaten glir ut som et flak i et tilnærmet monolittisk stykke.
- **Skalkskred:** Skred som utvikles ved at skalker glir ut suksessivt. Skredet griper bakover og i mange tilfeller sideveis i sprøbruddmateriale. Kalles også retrogressivt skred.
- **Utløpsdistanse:** Distansen fra løsneområdets nedre grense til skredmassenes endepunkt.
- **Utløpsområde:** Området der skredmassene avsettes nedenfor skredgropa. Utløpsområdet må vurderes på bakgrunn av skredmassenes egenskaper og topografiske forhold både i løsne- og utløpsområdet. Resultater fra nyere forskning som er gjennomført i regi av NIFS tyder på at leirmasser som har omrørt skjærfasthet $c_{u,r} < 1$ kPa blir tilnærmet helt flytende og dermed kan flyte langt vekk fra løsneområdet, f.eks. i bekkedaler. Leire med $c_{u,r} > 1$ kPa blir ikke like flytende i omrørt

tilstand, og for slik leire vil utløpsområdet være mer begrenset, avhengig av skredvolum og skråningshelning nedenfor løseområdet.

Tabell 1: Skred i sprøbuddmaterialer

Nr	År	Skred	Type	L	L_u	V	c_{ur}	S_t	I_L	I_p
				[m]	[m]	[$10^5 \times m^3$]	[kPa]	[-]	[-]	[%]
0										
1	1625	Duedalen ^{8,9,11,21}	FL	410		5	0.07	209		
2	1953	Borgen ⁶¹	S	165		1.6	0.7	100	1.2	20
3	1955	Drammen ⁵	RT	45		0.04	2.5	4	1.1	11
4	1974	Gullaug ¹⁷	S/FL	150		1.25	2	7.5		
5	1978	Rissa ²⁴	S	1200	800	50	0.25	100	2	5
6	1988	Balsfjord ^{3,22}	S	400		8	1	30	3	6
7	2012	Torsnes ²³	RT	25	3	0.063	<0.5			22
8	2000	Nedre Kåbbel ²⁰	RT	120	10	1.8	<0.5	>50	>1.2	20
9	1994	Kåbbel ²⁰	RT	100	10	1	<0.5	>50	>1.2	20
10	2002	Leistad ^{22,15}	FL	250	25		0.15	110	1.5	6
11	1953	Bekkelaget ⁵	FL	145	20	1	0.11	150	2.4	11
12	1974	Sem ^{15,26}	FL	100	20	0.68	1.4	8-14		
13	1954	Lodalen ²³	FL	40	10	0.1	17	3	0.8	17
14	1959	Furre ¹⁶	FL	300	90	30	0.1	115	2.1	11
15	1967	Hekseberg ¹⁸	S	700	300	2	0.25	100	2.4	4
16	1980	Fredrikstad ^{13,14,15}	RT	45	22	1	<0.5	20	1	20
17	1995	Røesgrenda ²⁵	S	100	50	0.02	0.1	186	>1.2	<10
18	1626	Bakklandet ²	FL	70	50	5	0.1	30	2	6
19	1959	Vibstad ³¹	FL	250	250	10	5	8	0.2	17
20	1989	Lersbakken ^{15,22}	RT	65	75	0.75		38-62		
21	2009	Kattmarka ¹⁹	S	300	350	3.3	0.24	63	2.9	8
22	1928	Brå ^{7,8,9}	S	197	300	5	0.24	75	2	
23	1944	Lade ^{8,9,13,21}	S	40	62	0.05	2.12	6.6	1	
24	2014	Hobøl ³³	S	150	220	0.35	0,1			
25	2012	Byneset ^{10,20}	S	400	870	3.5	0.12	120	3.9	4.8
26	1893	Verdal ^{6,10,11,21}	S	2000	5000	650	0.2	300	2.2	5
27	2010	Lyngen ²⁰	S	153	411	2.3	0.14	51.4	2.1	
28	1974	Båstad ⁴	S	230	700	15	0.53	35	1.8	8
29	1962	Skjelstadmarka ²⁸	S	600	2800	20	0.83	80	1.1	10
30	1996	Finneidfjord ¹²	S	150	850	10	0.4	60		
31	1953	Ullensaker ^{29,301}	S	195	1500	2	0.35	42	1.9	6.7
32	1816	Tiller ^{8,10,22,23}	FL			55	0.1	90	2.7	4
33	1940	Asrumvannet ¹	S				0.1	200	3.1	13
34	1965	Selnes ²⁷	S	230	400	1.4	0.35	100	2.3	7
35	2011	Døla ³¹	RT	100		0.6	0.2	50		9-14

* L = Løseområdets lengde, L_u = utløpsdistanse; H = skråningshøyde; V = skredvolum; c_{ur} = omrørt skjærfasthet; S_t = sensitivitet, w = vanninnhold, w_L = flytegrense, I_p = plastisitets indeks, I_L = flyteindeks; NA= utilgjengelig, S=skalkskred, FL= flakskred, RT= rotasjonsutglidning. ^References: ¹Mayerhoff(1957),²Egeland and Flateland (1988),³Rygg and Oset(1996),⁴Gregersen and Løken (1979),⁵Eide and Bjerrum (1955),⁶Trak and Lacasse (1996),⁷Holmsen (1929),⁸Reite et al. (1999),⁹Trondheim Municipality reports,¹⁰Thakur (2012),¹¹Furseth (2006),¹²Longva et al. (2003),¹³Holmsen and Holmsen (1946),¹⁴Karlsrud (1983),¹⁵Thakur et al. (2012),¹⁶Hutchinson (1961),¹⁷Karlsrud (1979),¹⁸Drury (1968),¹⁹Nordal et al. (2009),²⁰NVE reports,²¹Natterøy(2011),²²NPRA reports,²³Sevaldsen (1956),²⁴Gregersen (1981),²⁵Larsen (2002),²⁶NGI(1974),²⁷Kenney (1967),²⁸Janbu (2005),²⁹Bjerrum (1955),³⁰Jørstad (1968),³¹Hutchinson (1965),³²NGI (2014) ! Borgen og Ullensaker er det samme skredet.

3 Faktorer som påvirker løseområde og utløpsområde

Utbredelse av områdeskred er avhengig av blant annet topografiske forhold, jordegenskaper og utløsende årsak. For at store områdeskred skal oppstå etter et initialskred, er det imidlertid viktig at minst de to følgende kriteriene er oppfylt (Mitchell and Markell, 1974; Lebuix og Rissmann, 1979; Tavenas *et al.*, 1983; Karlsrud *et al.*, 1984; Thakur *et al.*, 2012; Thakur og Degago, 2012):

1. ***Sprøbruddmaterialene involvert i bruddet må være fullstendig omrørt.***
2. ***Skredmassene må kunne strømme ut av skredområdet.***

Dersom disse to kriteriene ikke er oppfylt, er det liten sannsynlighet for at store områdeskred, slik som beskrevet i tabell 1, vil kunne skje. I denne artikkelen presenterer vi ulike aspekter knyttet til disse to kriteriene.

For å finne mulig utløpsdistanse må man bestemme skredtype og løsneområdets utstrekning (mulig skredvolum og energi). Ut ifra dette (+evt. hindringer o.l.) kan man anta et mulig utløpsområde.

Det finnes per i dag ingen dataverktøy for beregning av utløpsområder i alminnelig bruk i den geotekniske bransjen. Betraktningene beskrevet i denne artikkelen tar derfor utgangspunkt i empiriske data og bruk av konvensjonelle geotekniske beregningsmetoder og grunnundersøkelser.

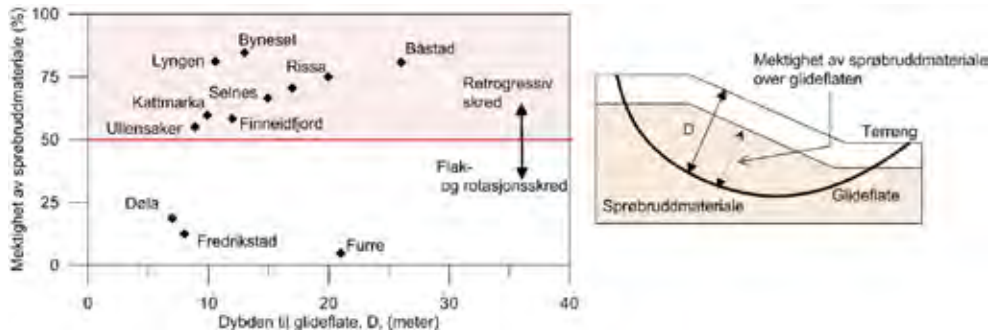
For å finne mulig utløpsområde må man (først) finne mulig løsneområde. Helningsgrad for både løsneområdet og det tilhørende utløpsområdet, sprøbruddmaterialenes beliggenhet og terrengforhold ved foten av skredet er avgjørende for utstrekning av både løsne- og utløpsområdet.

3.1 *Beliggenhet og mektighet av materialene involvert i et potensielt områdeskred*

For at et områdeskred skal kunne oppstå må man vurdere om terrengforholdene og sprøbruddmaterialets mektighet og beliggenhet er slik at det kan oppstå et initialskred som videre kan forplante seg inn i sprøbruddmateriale (glideflater som kan gå ned i sprøbruddmateriale). Terrengforholdene i området «ovenfor» initialskredet har betydning for om mulige initialskred kan oppstå. I tillegg vil terreng høyden, som en sum av lagene over sprøbruddmaterialene som går til brudd, bestemme utbredelsen av løsneområdet.

Beliggenhet av selve sprøbruddmaterialet i forhold til terrenget i foten av skredporten og skjærflatens beliggenhet vil ha betydning for utbredelsen av utløpsområdet. F.eks. vil et flakskred ut mot en bekkedal stoppe opp mye tidligere enn ut mot et åpent terreng.

Mektigheten av sprøbruddmaterialer over glideplanet er helt avgjørende for å vurdere skredtyper. Figur 3.1 viser at for store områdeskred med flytende egenskaper (skalkskred) og med stor utløpsdistanse må mektigheten av sprøbruddmaterialer med $c_{ur} < 1$ kPa (omrørt skjærfasthet) være minst 50 % av skredmassene (se kap. 3.3). Flakskred inntreffer oftest når mektigheten av sprøbruddmaterialer er ganske lav, typisk mindre enn 10 - 20 %.



Figur 3.1 Dybde til glideflate vs. mektighet av kvikkleire for noen større norske kvikkleireskred

Beliggenhet, mektighet, og lagdeling av massene som ligger over sprøbruddmaterialene er avgjørende for utbredelsen av utløpsområdet. Eksempelvis kan et mektig tørrskorpelag virke som en buffer for utløp av sprøbruddmaterialer under en skredhendelse.

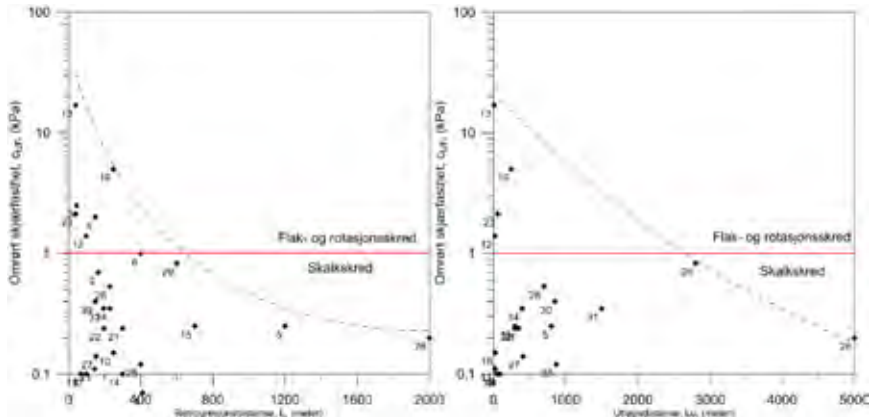
3.2 Topografi

Selv om forutsetningene for et områdeskred ligger til rette ut ifra mektighet og beliggenhet av materialene i løseområdet, så vil ikke dette kunne skje om skredmassene ikke har et utløpsområde massene kan strømme ut i. I denne vurderingen av mulig strømming av masser er topografien, i form terrenghelning og terrengformasjoner, i det potensielle utløpsområdet den viktigste faktoren. I tillegg er mulige naturlige og menneskeskapte hindringer en faktor man må ta med i vurderingen av utbredelsen av løseområdet.

Større terrenghelning gjør at en større andel av massene dras nedover nedstrøms skredporten/initialskredet. Terrengformasjoner kan i hovedsak deles inn i kanaliserte terreng (platåterreng, ofte ravinert landskap) og et åpent, hellende terreng. Kanalisert utløp av skredmassene gir lengre utløp enn utløp av skredmasser i et åpent, hellende terreng. Erfaringene viser at de store skalkskredene har hatt kanaliserte utløp av skredmassene f.eks. Verdalskredet og Bynesetskredet.

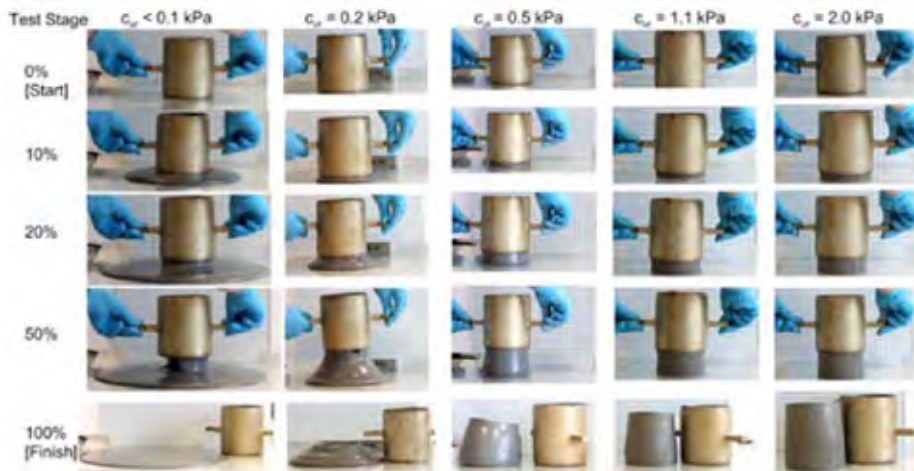
3.3 Materialeegenskaper

Omfang av løseområdet og utløpsområdet av skredmassene er hovedsakelig avhengig av topografien og kvikkleirens egenskaper i omrørt tilstand. Det er bakgrunnen for at definisjonen av kvikkleire i følge NGF (1974) tar hensyn til omrørt skjærfasthet. Det har blitt publisert flere artikler av NIFS-delprosjekt «Kvikkleire» med dette tema, og problemstillingen har blitt diskutert med både nasjonalt og internasjonalt fagmiljø. Litteraturen viser at skredmekanismer som i et skalkskred er mindre sannsynlig i sensitiv leire med omrørt skjærfasthet $c_{ur} > 1$ kPa. Dette har blitt validert i lys av observasjoner fra veldokumenterte skred i Norge (se Tabell 1 og Figur 3.2).



Figur 3.2 Løsneområdets lengde (L) og utløpsdistanse (L_u) i Norske skred

For å forstå hvorfor sprøbruddmaterialer med omrørt skjærstyrke $c_{ur} > 1 \text{ kPa}$ ikke kan få utløp er det utført kvikkhetsforsøk (se Figur 3.3) på 60 prøver fra 3 ulike steder i landet. Resultatene bekrefter at et materiale med omrørt skjærstyrke $< 1,0 \text{ kPa}$ kan potensielt gi fare for utløp ved kvikkleireskred. Vi har presentert en laboratorieprosedyre som fokuserer på oppførselen til omrørte sprøbruddmaterialer - i form av en numerisk verdi referert til som kvikkhet, Q . Disse resultatene viser at sprøbruddmaterialer med omrørt skjærstyrke $> 1 \text{ kPa}$ ikke har potensiale for å utvikle skalkskred. Denne studien peker på at omrørt skjærstyrke $> 1 \text{ kPa}$ er en rimelig grenseverdi hvor omfanget av et skred vil begrenses til mindre lokale skred. I Canada er det studert mer enn 108 leirskred som viser at skalkskred er en mulig bruddmekanisme i materiale som har omrørt skjærstyrke mellom $0,08\text{-}0,8 \text{ kPa}$ (Demers et al. 2014).



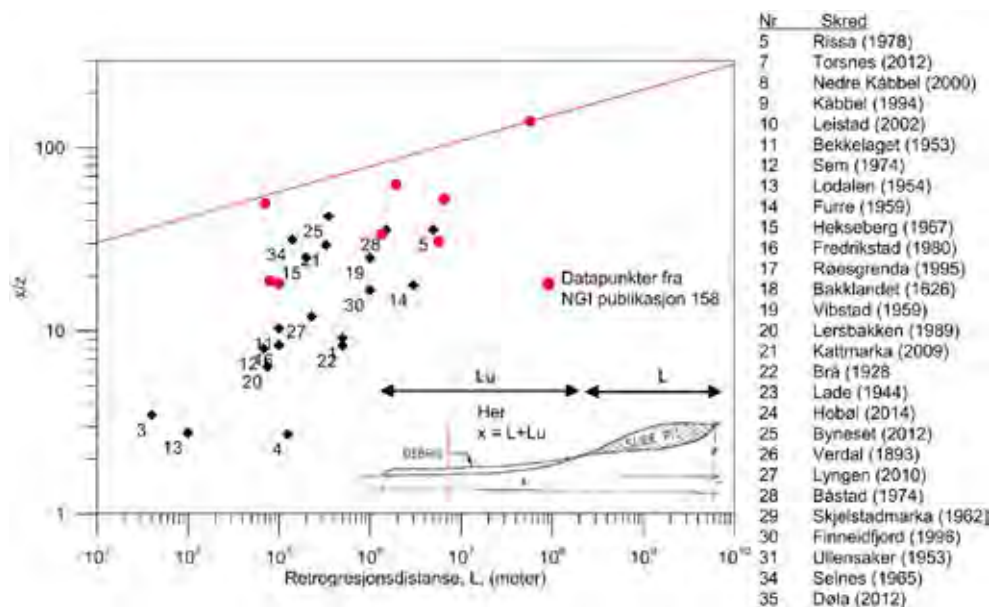
Figur 3.3. Kvikkhetsforsøk. Flytende oppførsel i omrørte sprøbruddmaterialer med ulike omrørt skjærstyrke. Sluttresultatene (100 %) viser at materiale med omrørt skjærstyrke større enn $0,5 \text{ kPa}$ er mindre flytende i omrørt tilstand (Kilde Thakur og Degago 2013; Thakur et al. 2013, 2014)

3.4 Stabilitetstall

Etter et første brudd og gunstig topografi, er stabiliteten av terreng bak bruddflaten viktig i påfølgende utvikling av et skred (Mitchell & Markell 1974 ; Lebuis et al 1983 ; Tavenas et al 1983 ; Karlsrud et al . 1985; Leroueil et al 1996). Stabilitetstallet N_c kan brukes for å forutsi omtrentlig løsneområdets lengde for kvikkleireskred. Stabilitetstallet defineres som $N_c = \gamma H / c_u$. Leroueil et al (1996) peker på at løsneområdets lengde kan estimeres med stabilitetstallet $N_c > 4$ hvis $I_p \sim 10$ og ved $N_c > 8$ hvis $I_p \sim 40$. Norske sprøbruddmaterialer har vanligvis lav I_p og derfor bør $N_c > 4$ brukes.

3.5 Skredvolum

NGIs publikasjon 158 viser at løsneområdets lengde og utløpsdistansen (for kvikkleireskred i Norge) øker med skredvolum. Figur 3.4. viser forholdet mellom $(L+Lu)/z$ (eller x/z på figuren) avhengig av skredvolum (V) basert på skredhendlene som er vist på Tabell 1 og data fra NGIs publikasjon 158. Det er stor spredning i dataene, men tendensen bekrefter på nytt at størrelsen på skredvolum og x/z henger sammen.

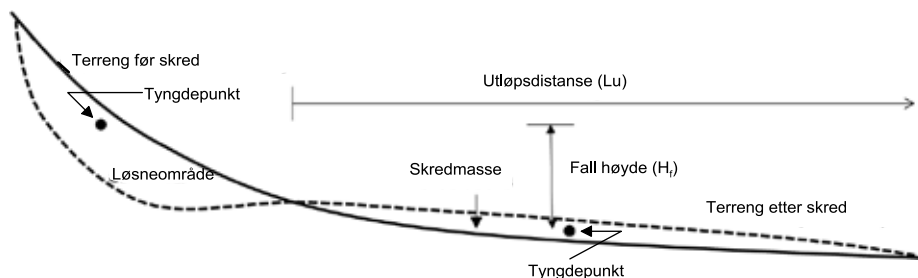


Figur 3.4 forholdet x/z mot løsneområdetslengde og utløpsdistanse for norske skred

3.6 Energibetraktning/utløpsenergi

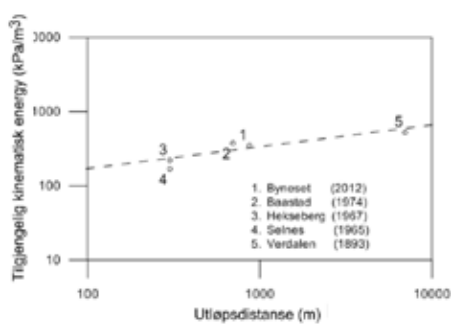
Når en skråning går til brudd vil den tilgjengelige potensielle energien i skråningen omdannes dels til energi som kreves for å omvandle sprøbruddmaterialer fra en fast til en viskøs masse (omrøringsenergi), og dels til kinetisk energi som er nødvendig for å sette rasmassene i bevegelse.

Videre utløp stopper når all potensiell energi har blitt brukt til omrøring av rasmassene og den resterende kinetiske energien har blitt lik null. Omrøring av sensitiv leire spiller en viktig rolle for omfanget av skredets utbredelse og bevegelser (Flon, 1982; Tavenas *et al.*, 1983; Karlsrud *et al.*, 1985; Leroueil *et al.*, 1996; Leroueil 2001; Venaut, 2002; Locat *et al.*, 2008; Quinn *et al.*, 2011). En lengre utløpsdistanse av skredmasser er forbundet med mindre bruk av energi til omrøring av sensitiv leire, og at mer av energien derfor er tilgjengelig for skredbevegelsen i form av kinetisk energi (se figur 3.5).



Figur 3.5 viser bl.a. begrepene utløpsdistanse og fallhøyde (Thakur og Nigussie, 2013)

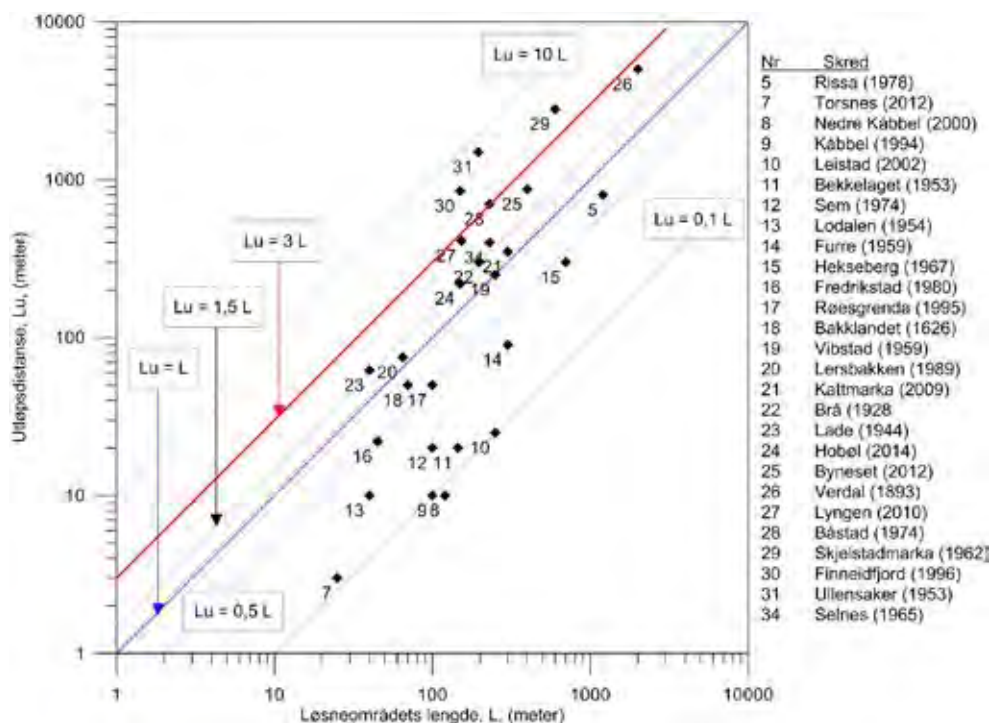
Fem nesten identiske skred i sprøbruddmateriale (kvikkleire) har derfor blitt valgt ut for å relatere omrøringsenergi til utløpsdistanse (L_u) og løsneområdets lengde (L). Disse skredene er Byneset-skredet (2012), Baastad-skredet (1974), Hekseberg-skredet (1967), Selnes-skredet (1965) og Lodalen-skredet (1954). Fra resultatene vist i figur 3.6, blir den tilgjengelige utløpsenergien positivt korrelert med den resulterende utløpsdistanse. Denne observasjonen støtter tidligere diskusjoner om at en større utløpsdistanse er forbundet med mindre bruk av energi for omrøring av sprøbruddmaterialer, og dermed gjør mer kinetisk energi (utløpsenergi) tilgjengelig for skredbevegelser. Mer informasjon om dette finnes i Thakur og Degago (2013, 2014).



Figur 3.6 viser tilgjengelig bevegelsesenergi mot utløpsdistanse for 5 norske skred i sprøbruddmaterialer (kvikkleire)

4 Foreløpige betraktninger til metode for vurdering av utløpsområde

Basert på de tilgjengelige data har kvikkleiregruppa gjennomført noen foreløpige betraktninger knyttet til utarbeidelse av modell for vurdering av utløpsdistanse fra områdeskred i løsmasser som utviser sprøbruddegenskaper, eksempelvis kvikkleire. Det er i utgangspunktet tenkt utarbeidet to modeller; en tilpasset kommuneplannivå som tilsvarer aktsomhetssoner (f.eks. kvikkleiresoner etter regional kartlegging), og en «basismodell» som skal tilfredsstillende dokumentasjonskravet til tilstrekkelig sikkerhet mot skred som gitt i TEK 10. De foreløpige betraktningene er basert på 35 norske leirskred som er presentert i litteraturen, og som på figur 4.1 er vist som løsneområdets lengde mot utløpsdistanse.



Figur 4.1 Utløpsdistanse L_u mot løsneområdets lengde L for 34 norske leirskred

4.1 «Enkel modell» for bestemmelse av utløpsdistanse på kommuneplannivå

For estimering av utløpsområde på kommuneplannivå er tanken at dette skal gjøres på grunnlag av enkle topografiske vurderinger knyttet til løsneområdet og terrenget i det potensielle utløpsområdet, korrelert mot empiriske data i litteraturen som presentert i de foregående kapitler. Løsneområdets utstrekning L er tenkt bestemt ut fra samme prinsipp som for aktsomhetsområder i NVEs veileder 7/2014 (ref. /37/), mens det differensieres mellom to forskjellige terrengformasjoner i utløpsområdet, «åpent» og «kanalisert».

4.2 «Basismodell» for bestemmelse av utløpsdistanse på reguleringsplannivå

Ved bestemmelse av utløpsområdet for bruk i reguleringsplansammenheng, og som tilstrekkelig dokumentasjon iht krav i TEK 10, er tanken at det skal bygges videre på modellen som beskrevet ovenfor. I vurderingen av potensielle faresoner på reguleringsplannivå skal særlig bestemmelse av løsneområdets størrelse/utstrekning tillegges mer inngående vurderinger. Foreløpig skisse til modell er bygd opp som en stegvis prosedyre for å komme frem til utløpsområdet:

Ved bestemmelse av utløpsområdet for bruk i reguleringsplansammenheng, og som tilstrekkelig dokumentasjon iht krav i TEK 10, er tanken at det skal bygges videre på modellen som beskrevet ovenfor. I vurderingen av potensielle faresoner på reguleringsplannivå skal særlig bestemmelse av løsneområdets størrelse/utstrekning tillegges mer inngående vurderinger. Foreløpig skisse til modell er bygd opp som en stegvis prosedyre for å komme frem til utløpsområdet:

Steg 1: På grunnlag av tilstrekkelig informasjon vedrørende terreng, lagdeling og løsmassenes egenskaper, bestemmes skråningens mest sannsynlige skredtype. Spesielt beliggenhet og mektighet av sprøbruddmaterialer er av stor betydning, men også tynnere lag med relativt lavere fasthet er viktig i så henseende. Løsmassenes potensiale for omrøring er også vesentlig for bestemmelse av aktuell skredtype, f.eks. uttrykt ved omrørt skjærfasthet.

Det er i utgangspunktet tenkt inndelt i tre forskjellige skredtyper; A: Skalkskred, B: Flakskred og C: Rotasjonsskred.

Steg 2: På grunnlag av tilgjengelig informasjon vedrørende lagdeling, terrengforhold og løsmassenes mekaniske egenskaper, bestemmes løsneområdets utstrekning L. For A: Skalkskred kan L bestemmes som funksjon av total høydeforskjellen i kritisk skråning eller med utgangspunkt i kritisk skjærflate for initialskredet og skredutbredelse med typisk helning bakover i skredgropa og som i tillegg tar hensyn til overliggende masser av ikke – sensitive/kvikke løsmasser. Det kan i tillegg gjennomføres betraktninger for bakovergrepene skredutvikling basert på stabilitetstall og/eller ved vurderinger knyttet til omrøringsenergi.

For B: Flakskred og C: Rotasjonsskred, bestemmes løsneområdets utstrekning basert på utførte stabilitetsberegninger. Generelt vil alt areal som er innenfor de kritiske skjærflater defineres som løsneområde, men godt geoteknisk skjønn bør utvises ved bestemmelse av det influerte området.

Steg 3: Basert på steg 1 og steg 2 bestemmes utløpsdistansen L_u . For skredtype C: rotasjonsskred vil «utløpsområde» typisk være det området som influeres av bruddmekanismen direkte, som terrengheving i foten av skråninga. For skredtypene A: Skalkskred og B: flakskred, må det tas hensyn til topografiske forhold i utløpsområdet, slik som f.eks. generell terrengform, «åpen» og/eller «kanalisert», helning og eventuelle andre obstruksjoner/hindringer i skredbanen. Det understrekes at utløpsområdet for både skalkskred og områdeskred i stor grad er avhengig av løsneområdets helningsforhold, skjærflatas beliggenhet og terrenget i foten av skredet.

Det bemerkes at de empiriske faktorene for skalkskred i utgangspunktet er de samme for «basismodellen» som for den «enkle modellen», men bak dette ligger det at det for «basismodellen» er lagt opp til at løснеområdet bestemmes med mindre konservative antagelser på reguleringsplannivå, innforstått at det på kommuneplannivå tenkes «worst – case» med et løśnieområdet tilsvarende store skalkskred da grunnlaget for andre vurderinger ikke er til stede.

Innenfor delaktivitet 6.7 i NIFS vil det arbeides videre med utarbeidelse av modellene for vurdering av utløpsdistanse som er presentert i dette kapitelet. Resultatet fra dette arbeidet vil presenteres som en NIFS – rapport, og senere implementeres i etatenes regelverk og veiledere, spesielt NVEs «kvikkleireveileder».

5 Referanser

1. Aas G (1981) Stability of natural slopes in quick clays. Proceedings 10th ISSMGE, 3, p 333–338
2. Bernander S (2000) Progressive landslides in long natural slopes. Licentiate Thesis, Luleå University
3. Bjerrum L, Kjærnsli B (1957). Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes. *Géotechnique* 7(1):1–16.
4. Demers D, Robitaille D, Locat P, and Potvin P (2014) Inventory of Large Landslides in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer, pp 77-89.
5. Drury P (1968) The Hekseberg landslide, March 1967. NGI Publication 75
6. Edgers L, Karlsrud K (1982) Soil flows generated by submarine slides. NGI Publication 143
7. Egeland A, Flatland A (1986) Baklandet? landslide in Trondheim. Master Thesis, NTNU
8. Eide O, Bjerrum L (1955) The slide at Bekkelaget. *Géotechnique* 5(1):88–100
9. Eigenbrod K D (1972) Progressive failure in oc clays and mudstones. PhD Thesis, Univ. of Alberta
10. Furseth A (2006) Skredulykker i Norge. Tun Forlag, Oslo
11. Gregersen O (1981) The quick clay landslide in Rissa, Norway. NGI Publication 135
12. Gregersen O, Løken T (1979) The quick-clay slide at Båstad, Norway, 1974. *Eng. Geo*14:183–196
13. Holmsen G (1929) Lerfaldene ved Kokstad, Grefnes og Braa. NGU Report 132
14. Holmsen G, Holmsen P (1946) Leirfall i årene 1940-1945. NGU Report 167
15. Hutchinson DJ (1961) A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, central Norway. *Geotechnique* 11(2):69–94
16. Hutchinson JN (1965) The Landslide of February, 1959, at Vibstad Namdalen. NGI Publication 61
17. Janbu N (2005) The 1962 quick clay slide in Skjelstadmarka, Norway. *Proc. ICFL*, p 195-203
18. Jørstad FA (1968) Clay slides in Norway. *Nor. Geo. Journal* 22:214-219
19. Jostad H P og Fornes P (2012) «Effect av softening ved bruddanalyser i sensitive leirer» NIFS rapport nr. 33/2012.
20. Jostad H.P., Fornes, P. and Thakur, V. (2013): Effect of strain-softening in design of fills in gently inclined areas with soft sensitive clays. *Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer*. Pp 305-316.
21. Karlsrud K (1979) Skredfare og planlegging. Lecture notes NIF-Course, Hardanger
22. Karlsrud K, Aas G, Gregersen O (1985) Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experience. NGI Publication 158
23. Karlsrud, K (1983) Analysis of a small slide in sensitive clay in Fredrikstad, Norway. Symposium on slopes on soft clays, Linköping, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17, p 175–184
24. Kenney TC (1967) Slide behaviour and shear resistance of a quick clay determined from a study of the landslide at Selnes, Norway. NGI publication 76
25. L’Heureux, JS (2012b) Characterization of historical quick clay landslides and input parameters for Q-Bing. NGI report nr 20120753-02-R, (available at www.naturefare.no)
26. L’Hueruex J S, Locat A , Leroueil S, Demers D, and Locat J. Landslides in Sensitive Clays – From Geosciences to Risk Management. *Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer*, pp 1-112.

27. Longva O, Janbu N, Blikra LH et al (2003) The 1996 Finneidfjord Slide: seafloor failure and slide dynamics. Submarine Mass Movements and their Consequences. Proc. First International Symposium. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, p 531–538
28. Mayerhof GG (1957) The Mechanics of flow slides in cohesive soils. *Geotechnique* 7(1):41–49
29. Natterøy A (2011) Skredkatalog om kvikkleire. Semester Project, NTNU
30. NGI report (1974) Geotechnical investigation of the Sem slide. NGI report 71082
31. NGI rapport (2014) Skred Greaker øvre massedeponi. Elvestad, Hobøl kommune.
32. NIFS rapporter nr 33-2012, 46-2012, 73-2012, 74-2012, 75-2012, 80-2012, 21-2013, 22-2013, 23-2013, 26-2013, 39-2013, 40-2013, 41-2013, 43-2013, 46-2013 og 55-2013. (www.naturfare.no).
33. Nordal S, Alen C, Emdal A et al. (2009) Landslide in Kattamrka in Namsos 13. March 2009. Transportation Ministry, Norway, 2009, Report ISBN 978-82-92506-71-4
34. Norsk Geoteknisk Forening (1974). Retningslinjer for presentasjon av geotekniske undersøkelser. Oslo, Norway, 16.
35. NPRA reports. Geotechnical reports Xd866A, Ud 937A, project 603330
36. NVEs retningslinje 1/2008 «Planlegging og bygging i fareområder langs vassdrag» med vedlagt teknisk veileder "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper".
37. NVEs retningslinje 1/2013 Utkast til -"Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper".
38. Oset, F., Thakur, V., Aunaas, K., Dolva, B.K., Sæter, M. B., Robsrud, A. , Viklund, M. , Nyheim, T., Lyche, E., and Jensen, O. A., (2013): Regulatory framework for road and railway construction on the soft sensitive clays of Norway. *Advances in Natural and Technological Hazards Research* by Springer. Pp 343-353.
39. Reite AJ, Sveian H, Erichsen E (1999) Trondheim frå istid til nåtid – landskapshistorie og løsmasser. Gråsteinen 5, NGU
40. Rygg N, Oset F (1996) The Balsfjord landslide. Landslides. Proceedings of the 7th International symposium on Landslides (Senneset (eds)), Trondheim, Norway, p 573–577
41. Sevaldson RA (1956) The slide in Lodalen, October 6th, 1954. *Géotechnique* 6(4):167–182
42. Thakur V and Degago S (2012) "Quickness of sensitive clays" *Geotechnique Letters*. Vol. 2, pp 87-95.
43. Thakur V and Degago S (2013) "Quickness test approach for assessment of flow slide potentials" *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS and AGSSEA: Physical Modelling in Geotechnical Engineering*.
44. Thakur V, Degago S A, Oset F, Dolva B K and Aabøe R (2013) A new approach to assess the potential for flow slide in sensitive clays. Une nouvelle approche pour évaluer le potentiel de Coulée dans les argiles sensibles. International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, ISSMGE, Paris, France, pp 2265-2269.
45. Thakur V, Oset F, Degago S A, Berg P O, Aabøe R, Wiig T, Elisabeth E D, Lyche E, Sæter M B, Robsrud A (2011) "A critical appraisal on the definition of Brittle clays". Nordic Geotechnical Meeting. Copenhagen, May 2012, pp 451–462.
46. Thakur, V., Degago S. A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O. A., Sæter, M. B., Robsrud, A. , Viklund, M. , and Nigussie, D. (2013): Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. *Advances in Natural and Technological Hazards Research* by Springer, pp 91-103.
47. Thakur, V. and Degago S. A (2014): Identification of sensitive clays susceptible to flow slides using remolding energy concept. 14th IACMAG conference, Japan, Kyoto, Sept. 2014. ISBN-9781138001480.
48. Thakur V and Degago S (2013) "Disintegration energy of sensitive clays" *Geotechnique Letters*. Vol. 3(1), pp 20-25.
49. Trak B, Lacasse S (1996) Soils susceptible to flow slides and associated mechanisms. Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, vol 1, p 497–506
50. Trondheim Municipality reports. 0049, 0168, 1168-2, 1409

Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

UNDERSJØISKE BERGHALLER I SINGAPORE – BERGMEKANISKE UTFORDRINGER

Subsea rock caverns in Singapore – rock mechanical challenges

PhD Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggeforsk, Siv ing. Petter Plassbak, Multiconsult, PhD Ming Lu, Nanyang Technological University, Singapore

SAMMENDRAG

Jurong Rock Caverns prosjektet i Singapore er det første undergrunnsanlegget for flytende hydrokarboner i Sørøst Asia, og ble offisielt åpnet 2. september 2014. Det er sprengt ut 9 berghaller under Banyan bassenget ved Jurong øy i Singapore. Lagerhallene har et totalt volum på 1,47 millioner m³ og frigir 60 hektar landareal for bruk til annen industri/annen virksomhet. Dette er svært viktig for et land som Singapore med begrenset areal tilgjengelig. Byggherren er Jurong Town Cooperation (JTC) og STM-konsortiet (SINTEF, Tritech og Multiconsult) har vært ansvarlig for prosjektledelse og teknisk oppfølging på vegne av byggherren. De geologiske forholdene i området er beskrevet som grunnlag for å forstå utfordringer som ble møtt som for eksempel driving av to vertikale sjakter og utfordringer i forbindelse med vannlekkasjer. Design og sikringsomfang er beskrevet; samt kort om forundersøkelsene.

SUMMARY

At the Jurong Rock Caverns Project 9 subsea caverns are built under the Banyan basin at the Jurong Island Singapore. The JRC-project is the first commercial underground rock cavern storage facility for hydrocarbons in Southeast Asia, and was officially opened on 2nd of September 2014. The rock caverns have a total storage capacity of 1.47 million cubic meters; the caverns freed up 60 hectares of surface land for higher-value facilities. This is very important for Singapore since they have limited space available. The builder and owner of the JRC-project is Jurong Town Cooperation, and for this project the STM Consortium (SINTEF, Tritech and Multiconsult) has been responsible for project management and technical follow-up on behalf of JRC. The geological conditions are described as basis for understanding the challenges met during excavation of two vertical access shafts and water inflow. Design and rock support are described as well as a brief description of the site investigations carried out.

INNLEDNING

"Jurong Rock Caverns"-prosjektet (heretter kalt JRC-prosjektet) har vært under bygging i Singapore de siste 8 årene, og før det var det et omfattende undersøkelsesprogram som gikk over tre år (2003 – 2007). Ved å bygge undergrunnsanlegg for lagring av oljeprodukter frigis 60 hektar landareal, og dette er viktig for Singapore som har begrenset med areal tilgjengelig. Hallene er plassert under sjøen ved øya Jurong som er delvis kunstig oppbygd og er etablert med vertikale adkomstsjakter fra overflaten. Det er sprengt ut 9 berghaller med et totalt volum på 1,47 millioner m³ for lagring av oljeprodukter. Figur 1 viser plasseringen av JRC-prosjektet. Jurong Rock Cavern er det første kommersielle underjords lagringsanlegget for

flytende hydrokarboner i Sørøst-Asia. De to første berghallene ble åpnet og tatt i bruk i september 2014, og alt av sprengningsarbeider er nå ferdig. To adkomstsjakter og flere km med adkomst tunneler er sprengt ut.



Figur 1 Til venstre: plassering av JRC-prosjektet på øya Jurong (Winn et al. 2012); til høyre: oversikt over plassering av berghallene under havnivå i Banyan bassenget (Tee et al. 2012)

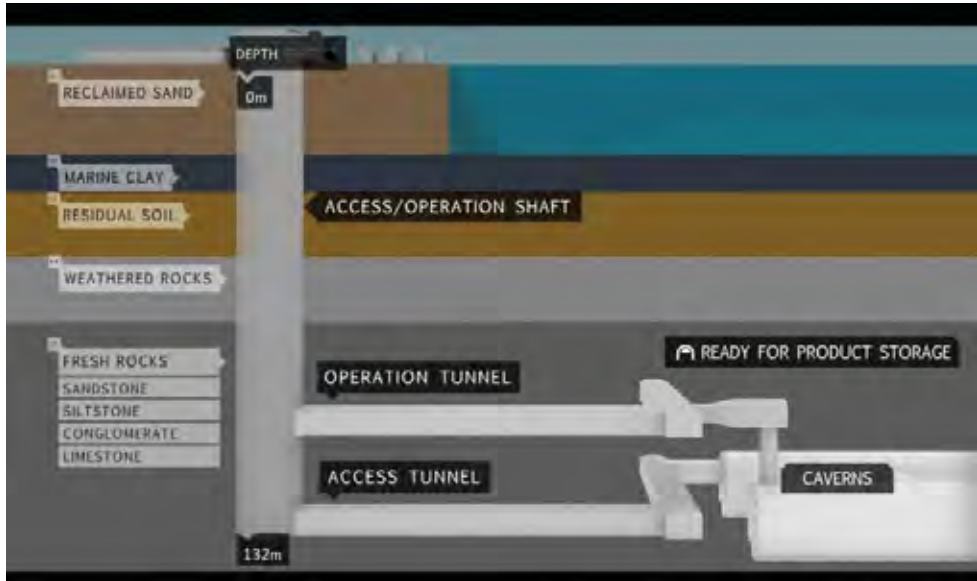
SINTEF tok sammen med Tritech på seg det tekniske ansvaret med å planlegge og utføre geologiske undersøkelser for dette prosjektet der DEVICO var engasjert for å gjennomføre et omfattende opplegg med avviksboring for spenningsmålinger og prøvetaking av berggrunnen. Spenningsmålinger ble også utført i sandsteinen på Jurong Island. I dag er dette et prosjekt der SINTEF sammen med Multiconsult og vår samarbeidspartner Tritech i Singapore er i førersetet som prosjektets Project Manager. SINTEF, Tritech og Multiconsult dannet et konsortium i forbindelse med planlegging og oppfølging av JRC-prosjektet. Oppdraget til SINTEF-Tritech-Multiconsult konsortiet inkluderer prosjektledelse og teknisk oppfølging på vegne av byggherren som er Jurong Town Cooperation (JTC). Byggingen er utført som totalentrepriser; for drivingen av sjaktene (fase 1) var det Sato Kogyo som var entreprenør og for drivingen av berghallene (fase 2) har Hyundai vært entreprenør.

Største bergmekaniske utfordringene har vært knyttet til drivingen av de vertikale sjaktene og større innlekkasje enn forventet i enkelte områder.

GEOLOGISKE FORHOLD

Området ligger sørvest i Singapore og bergartene tilhører Jurong formasjonen med sedimentære bergarter fra sein Trias til tidlig Jura. Sjaktene ligger på øya Jurong, i et område som er kunstig oppbygd, og de øverste 15 meterne består av tilført sand, deretter er det 30 meter med forvitringsjord over et ca. 8 m tykt lag med forvitrede sedimentære bergarter. Det vil si at friske sedimentære bergarter bestående av lag av siltstein, sandstein, konglomerat, leirstein og kalkstein først påtreffes ca. 53 m under overflaten. Se Figur 2 for en oversikt over de geologiske lagene. De sedimentære bergartene skjæres gjennom av gangbergarter som porfyritt og diabas. Selve berghallene blir drevet med bunnen 132 m under havnivå, og minste overdekning er 70m. De sedimentære bergartene er svakt metamorfisert og er derfor noe hardere enn vanlige sedimentære bergarter. Bergmassekvaliteten har vist seg å være god og godt egnet for å bygge lagerhaller.

Strukturgeologisk er de sedimentære bergartene foldet og danner en antyklinal der foldeaksen har et svakt fall på 10°-30° mot NNØ. To hovedsprekkesett er registrert i området med strøk retning på henholdsvis NS og ØV med vertikalt til sub-vertikalt fall. Mange sprekker har noe kvarts og kalkspat belegg. Lagdelingssprekkene er for det meste tette, men det finnes også noen sprekker som har åpninger som fører vann.



Figur 2 Oversikt over de geologiske lagene og høydeplassering for JRC-prosjektet (Tee et al. 2012)

UNDERSØKELSESPROGRAM

SINTEF i samarbeid med konsulentfirmaet Tritech (lokalt i Singapore) laget et omfattende undersøkelsesprogram for JRC-prosjektet. Figur 3 er fra planleggingen av undersøkelsesprogrammet i 2003 og viser bl.a. Professor Einar Broch, Arne Myrvang (NTNU), Jian Zhao (NTU), i forbindelse med planlegging av undersøkelsesprogrammet.

Det ble utført undersøkelser i flere omganger i perioden 2004 til 2007. Berghallenes plassering under havnivå gjorde det nødvendig med et relativt stort undersøkelsesprogram for å være sikker på at bergmassens egenskaper var egnet for bygging av store berghaller.



Figur 3 Bildet er tatt i januar 2003 i forbindelse med planleggingen av undersøkelsesprogrammet for JRC-prosjektet (Bildet er tatt av Ming Lu).

Undersøkelsesprogrammet besto av (Lu., M et al., 2006):

- Refleksjonsseismikk (30 km marin seismikk og 10 km på land), for å finne generell geologi og markerte svakhetssoner
- Retningsstyrt kjerneboring (boring horisontalt), for å bestemme bergmassekvalitet i området for plassering av haller
- Vertikale kjerneborhull for å bestemme bergmassekvalitet mot dypet
- Orienterte kjerneboringer for å finne orientering av sprekksett og bestemme optimal orientering på hallene
- Geofysiske målinger i borehull for å korrelere mot seismikken som ble utført samt seismisk hastighet målt på kjerne i laboratorium
- Hydrogeologiske tester in-situ for å finne hydraulisk konduktivitet og vurdere hvordan vann/olje vil bevege seg i bergmassen
- Spenningsmålinger for å bestemme in-situ spenningsforhold i forbindelse med plassering av berghallene
- Laboratorium testing; mekaniske egenskaper (E-modul, Poisson's forhold, enaksialtrykkfasthet) + testing av borbarhet

SINTEF utførte spenningsmålinger, og Figur 4 viser et bilde tatt i forbindelse med hydraulisk splitting i mars 2004.



Figur 4 Utførelse av hydraulisk splitting (SINTEF Byggforsk)

Retningsstyrt kjerneboring ble blant annet brukt for å få informasjon om bergmassen under havnivå. Det norske firmaet Devico AS var med og samarbeidet med Tritech i forbindelse med den retningsstyrte boringen.

DRIVEMETODE OG SIKRING

Sjakter

To sjakter, AS1 og AS3 på hver sin side av Banyan bassenget, se Figur 1, ble drevet for å få adkomst til undergrunnsanlegget. Sjaktene har en varierende diameter på 21 til 24 m øverst til 18,3 m nederst, og ble drevet ned til 132 meters dyp for å komme ned til berg med god bergmassekvalitet. Fra disse sjaktene ble det drevet med konvensjonell boring og sprengning; flere adkomst tunneler, lagerhaller og vanngardinsystem fra nivå 1 (100 meter under hav nivå) og selve berghallene fra nivå 0 (132 meter under havnivå).

Drivingen av sjaktene startet tidlig i 2007 og var ferdigstilt mot slutten av 2009. I de øverste lagene med tilført sand og forvittringsjord ble massene gravd ut med gravemaskin og heist opp. Boring og sprengning tok over da de kom ned i forvitret bergmasse. Det ble benyttet varierende sikringsmetode i de forskjellige geologiske lagene (Tee et al. 2012):

- Plasstøpte slissevegger ("diaphragm walls") pluss ringbjelker av betong for hver 4. meter i sand og forvittringsjord
- Betongutstøpning (1 m tykk) på stedet i forvitret bergmasse
- Fiberarmert sprøytebetong og bolter i frisk bergmasse

Figur 5 viser driving av sjakt.



Figur 5 Til venstre vises en typisk seksjon av slissevegger og ringbjelker av betong; Til høyre sees overgangen mellom slissevegger og betong utstøpning (Tee et al. 2012)

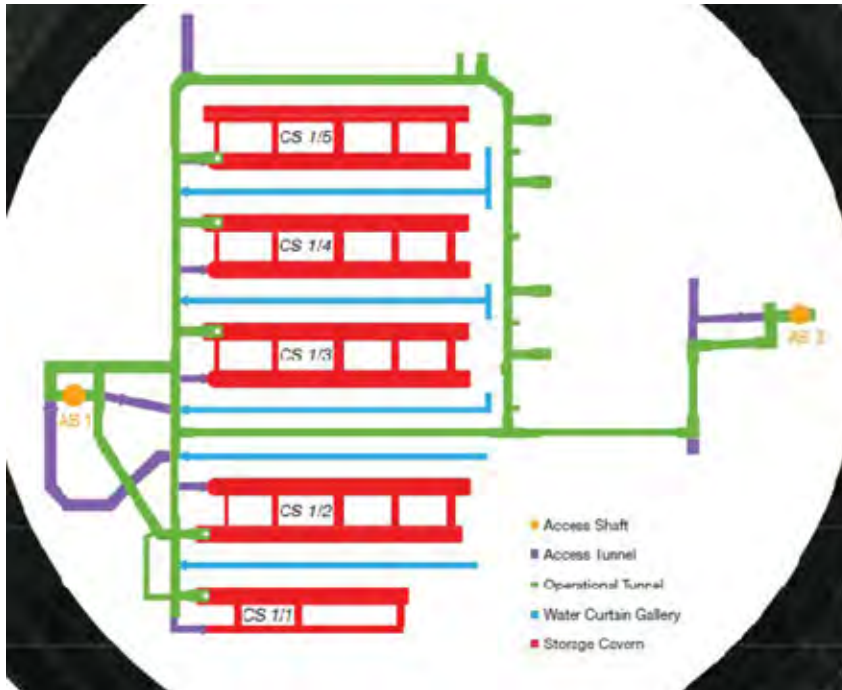
Da installasjon av de prefabrikerte betongsegmentene var ferdig ble det utført boring av 4 vertikale sonderhull for å kontrollere om det var svakhetssoner og/eller vannlekkasjer i de neste 20 meterne. Om det ble påtruffet vannlekkasjer ble det gjennomført injeksjon. Nye sonderhull ble boret når drivingen av sjakten var kommet 15 m dypere (Tee, et al. 2012). Det ble påtruffet en del vannlekkasjer og utført injeksjon som medførte forsinkelser og at drivingen av sjaktene tok lenger tid enn opprinnelig planlagt.

Haller

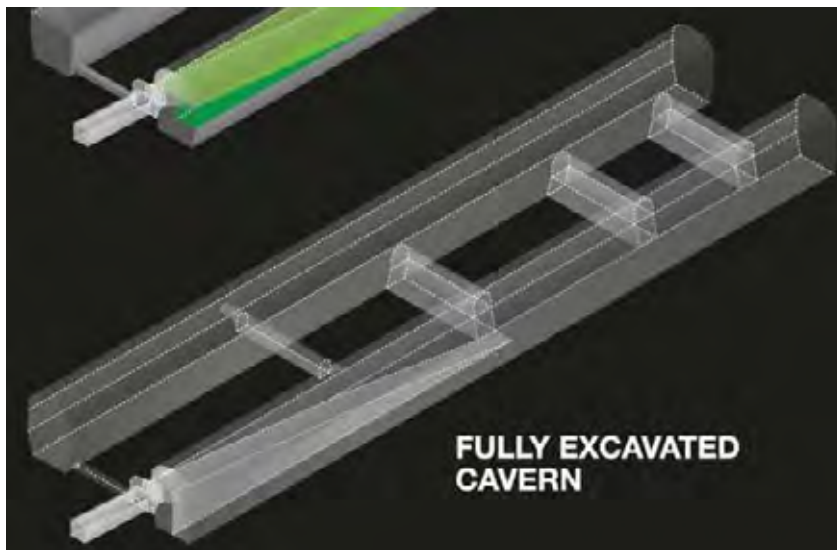
Figur 6 viser planløsningen for berghallene; der 8 av de 9 berghallene er koblet sammen to og to til en enhet. Figur 7 viser hvordan to og to haller er koblet sammen. Vanngardinsystemet ble bygget og trykksatt før berghallene ble bygget; dette for å hindre uttørking bergmassen samt for å sikre at vanntrykket til enhver tid er tilstrekkelig høyere enn trykket inn i berghallene.

Berghallene er 340 m lange, 20 m brede og 27 m høye. Sprengningen ble utført i tre trinn; først ble det tatt ut en takort (top heading), deretter ble det sprengt to benker på 9 meter høyde hver, se Figur 8.

I forbindelse med bestemmelse av permanent sikring og endelig bestemmelse av design utførte personell fra STM-konsortiet analytiske beregninger og numeriske analyser for å kontrollere om forslaget fra entreprenør til endelig design, drivemetode og sikring av berghallene var optimal (Winn et al. 2012). Sikringen ble bestemt ut fra Q-systemet. Det ble brukt flere typer programvare for numeriske analyser.



Figur 6 Planløsning for berghallene CS1/1 til CS1/5, (Tee et al. 2012)



Figur 7 Skisse som viser hvordan to og to haller er koblet sammen., (Tee, et al. 2012)



Figur 8 Typisk tverrsnitt for berghallene (Tee et al. 2012)

Examine2D fra Rocscience ble brukt for å vurdere forholdet mellom forventet påført spenningslast og bergmassens styrke i gitte punkt. Det ble funnet at spenningene var små sammenlignet med bergmassens styrke. En analyse av 3-Dimensjonal kile geometri ble utført med bruk av "Unwedge program" også fra Rocscience. Dette programmet ble brukt for å studere hvordan de forskjellige sprekkesettene kan danne kiler som kan skape instabilitet.

UDEC 2D ble også brukt (diskontinuerlig programvare fra Itasca); resultatene viste at det er mest gunstig å orientere berghallene omtrent vinkelrett på foliasjonssprekkene, og at de høyeste spenningene vil opptre i hengen. Noen av de verste tilfellene av kiler som ble funnet i "Unwedge" ble også testet og stabilisert av den påførte sikringen.

Rocscience programmet Phase2 (2-dimensjonal endelig element metode) ble også brukt for å teste forskjellige løsninger for bergsikring (sprøytebetongtykkelse og boltetyper, lengde og avstander). Basert på resultatene fra de numeriske analysene nevnt over ble det konkludert med at foreslått design og sikring så ut til å være tilstrekkelig.

Foreslått sikring (basert på Q- verdier) ble lagt inn i en tredimensjonal UDEC-modell (3DEC fra Itasca) (Winn og Ng, 2012). Den tredimensjonale UDEC-modellen ga også resultater som ble brukt til å forutsi hvor store deformasjoner som kunne forventes i heng av hallene. Resultatene viste en maksimal vertikal deformasjon i heng på ca. 8 cm, noe som er 0,3% av høyden på hallen (Winn og Ng, 2012). Den reelle deformasjonen viste seg å bli mindre enn estimert.

Endelig sikring av berghallene som foreslått av entreprenør Hyundai (Winn og Ng, 2012) består av sprøytebetong og bolter med varierende tykkelse og bolteavstander avhengig av Q-

verdi, se tabell 1. Det ble brukt glassfiber bolter som standard bolter for permanentsikring. For Q-verdier høyere enn 10 ble det brukt sprøytebetong uten fiber.

Tabell 1 Bergsikring som foreslått ut fra Q-verdier (Winn og Ng, 2012)

Struktur	Q-verdi	Heng / endevegg			Side vegg / endevegg		
		Bolte avstand	Bolte lengde	Tykkelse spr betong (u/fiber)	Bolte avstand	Bolte lengde	Tykkelse spr betong u/fiber
Berg hall	>40	Spredd bolting	4,4 m	80 mm	Spredd bolting	5,3 m	80 mm
	10-40	1 bolt / 5,2 m ²	4,4 m	80 mm	Spredd bolting	5,3 m	80 mm
	4-10	1 bolt / 4,4 m ²	4,4 m	60 mm *	1 bolt / 5,2 m ²	5,3 m	90 mm
	1-4	1 bolt / 2,8 m ²	4,4 m	110 mm *	1 bolt / 4 m ²	5,3 m	100 mm *
	<1	1 bolt / 1,9 m ²	4,4 m	140 mm *	1 bolt / 2,5 m ²	5,3 m	130 mm *
* Fiberarmert sprøytebetong ved Q-verdier <10.							

Boring og sprengning startet fra sjakt AS1 med tre stuffer, og etter en bratt læringskurve økte antall stuffer for driving raskt til 12. Det var 7 borerigger på anlegget som helst ikke skulle ha for mye nedetid. Dette var en svært krevende jobb med tanke på logistikk, ventilasjon og arbeidstider. Ekstra komplisert ble det da det var mange underleverandører/selskap involvert med spesialist kompetanse som måtte koordineres. Det var strenge regler rundt håndtering av eksplosiver, og et eget firma med de riktige tillatelser hadde ansvaret for sprengning (Kim, et al. 2012). Det å lede et så stort undergrunnsanlegg med usikkerhet rundt geologiske forhold som bergmassekvalitet og vannlekkasjer var krevende.

UTFORDRINGER KNYTTET TIL VANN

Berghaller og omkringliggende tunnelsystem ble alle drevet i sedimentære bergarter; de vanligste bergartene var sand-, leir- og kalkstein. I tillegg er det en del vertikale til subvertikale gangbergarter som skjærer gjennom de sedimentære lagene. De fleste lagdelingsprekkene var tette, men det ble påtruffet noen lagdelingsprekker og løse bergartslag som førte vann. I tillegg var det noen av de vertikale sprekkene og gangbergartene som førte vann (Kim, et al. 2012).

En nærmere beskrivelse av vannlekkasjer og tettingstiltak er gitt i (Kim, et al. 2012). De største vannlekkasjene ble påtruffet i nivå 1 (100 muh.); vanntrykket ble i enkelte punkt målt til nær statisk vanntrykk fra havoverflaten. I nivå 0 (132 muh.) hvor berghallene ble tatt ut var det mindre vannlekkasjer. Men i nivå 1 ble det utført injeksjon i stort omfang. For det meste ble det brukt sementbaserte masser, og normal prosedyre med sonderboring, injeksjon og kontrollboring ble gjennomført. I enkelte områder ble det nødvendig med mer enn en injeksjonsomgang for å oppnå tilfredsstillende tetthet. Vanligvis ble det boret 15 m lange injeksjonsskjerm, og ny skjerm ble boret etter to salvelengder (2 * 4,5 m). Injeksjonshullene ble forsøkt boret slik at borehullene skar lagdelingsprekken med størst mulig vinkel. Injeksjonsskjermene ble tilpasset de geologiske forholdene til enhver tid. Det ble likevel

observert vannlekkasjer i boltehull som hadde penetrert den tette sonen rundt tunnelen. Selv om injeksjon ble utført ble det i ettertid registrert vannlekkasjer som medførte behov for etterinjeksjon.

KONKLUSJONER

JRC-prosjektet har vært et krevende prosjekt hvor samarbeidet med JTC har vært bra. Det har vært bergmekaniske utfordringer der STM-konsortiet har fått bruke sin kompetanse og erfaringer fra kraftverksbransjen samt olje- og gasslager haller i Norge. En viktig del av arbeidet har vært prosjektledelse og risikohåndtering på vegne av JTC. Gjennom dette prosjektet er det dannet en god plattform for videre samarbeid i STM-konsortiet mot nye utfordringer innenfor undergrunnsteknologi i Singapore.

REFERANSER

Kim, Y., Teo, T.Y, and Ng, M. (2012): "Construction of Tunnels and Caverns for Phase 1 Jurong Rock Caverns" ACUUS-Conference in Singapore, Advances in Underground Space Development – Zhou, Cai & Sterling (eds), The Society for Rock Mechanics & Engineering Geology (Singapore)

Lu, M., Cai, J.G. and Beitnes, A. (2006): "Site Investigation for Subsea Oil and Gas Storage Rock Caverns at Jurong Island of Singapore", International Workshop on the Underground Storage Facilities in the Conjunction with the 4th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006), ISRM International Symposium.

Tee, W.S., Young, T.T., Chih, C.P and Ng, M. (2012): "Development of Jurong Rock Caverns in Singapore" ACUUS-Conference in Singapore, Advances in Underground Space Development – Zhou, Cai & Sterling (eds), The Society for Rock Mechanics & Engineering Geology (Singapore)

Winn, K., Ng, M., Young, T.T. and Chih, C.P. (2012): "Comparison of Rock Support Design for Underground Hydrocarbon Storage Caverns" World Tunnel Conference in Bangkok, Thailand 2013

Winn, K and Ng, M. (2012): "Rock Support Design Underground Hydrocarbon storage Caverns in Singapore", ACUUS-Conference in Singapore, Advances in Underground Space Development – Zhou, Cai & Sterling (eds), The Society for Rock Mechanics & Engineering Geology (Singapore)

STUDY ON THE SWELLING POTENTIAL OF SOME SELECTED ROCKS**Svellekarakter/svelleegenskaper til noen utvalgte skifrige bergarter**

Ingeniørgeolog Catrine Pettersen Skippervik

Associate Professor Krishna Kanta Panthi, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Laboratorieleder Filip Dahl, SINTEF Byggeforsk

SUMMARY

For clay minerals the swelling mechanisms and factors influencing on the swelling potential is widely explained and confirmed through comprehensive research. When it comes to intact rocks there are questions regarding both swelling potential and main reasons for swelling in the different rock types. It is therefore important to better understand the swelling behaviour of different rocks rich in clay minerals when in contact with water.

In this pretext, an extensive laboratory work has been performed to address a study on the expansive character of intact rock. Three different rock types have been tested; alum shale, greenschist and tuff, and the rocks vary in both structure and mineral composition.

Three traditional test methods consisting swelling pressure determination using dust powder, rock cylinders and free swelling have been used. In addition, recently developed new test apparatus at NTNU/SINTEF lab has also been used. The benefit of this method is that it gives possibility to look on the swelling strain of rock cubes when submerged in all three directions. When exposed to water the displacement in all three directions is recorded over time.

Results of all swelling test methods are compared. Further discussions are made on the swelling impact based on mineralogical composition. The applicability of this new method in comparisons to the other test methods is also discussed.

SAMMENDRAG

For leiremineraler finnes det omfattende forskning og utallige forklaringer på svellemekanismene og de faktorer som påvirker svellepotensialet. Når det kommer til intakt berg er det fortsatt en del spørsmål knytte til både svellepotensialet og hovedårsaker til svelling for de ulike bergarter. Det er derfor viktig med en bedre forståelse av svelleegenskapene til ulike bergarter rike på leirmineraler i kontakt med vann.

I denne sammenheng har et omfattende laboratoriearbeid har blitt utført og omhandler en studie på intakt bergs ekspansjonskarakter. Tre forskjellige bergarter er testet; alunskifer, grønnskifer og tuff, og bergartene varierer i både struktur og mineralsammensetning.

Tre tradisjonelle testmetoder bestående av svelletrykk bestemmelse ved bruk av pulver, intakt skiver og fri svelling; har vært brukt. I tillegg har en nylig utviklet testapparat ved NTNU/-SINTEF laboratoriet blitt brukt. Fordelen ved denne metoden er at den gir muligheten for å studere ekspansjonen av intakt kuber etter at de er nedsenket i alle tre retninger . Ved eksponering av vann vil forflytningen i alle tre retninger registreres over tid.

Resultatene fra alle svellestestene er sammenlignet. Videre diskusjoner er utført på svellepåvirkningen basert på mineralogisk sammensetning. Anvendbarheten av denne nye testen sammenlignet med de andre testmetodene er også diskutert.

INTRODUCTION

This article is based on a master thesis (Skippervik, 2014) with the research topic “*Study on the swelling potential of some selected rocks*”. This implies a research of the swelling potential of intact rocks that have an expansive character, compared to the more comprehensive research of swelling potential for clay minerals. The swelling potential of intact rock might have an adversely effect on the stability of tunnels, slopes and foundations if the potential is mobilized. Figure 1 shows a photo of the collapsed area in the Hanekleiv tunnel in December 2006, which was an incident that led to an increase in the demand for testing of swelling properties.



Figure 1. Photo of the collapsed area in the roof of the Hanekleiv tunnel and the material from the cave-in on the floor of the tunnel (Nilsen, 2012).

There exists more research on the swelling potential of clays and gouge materials than for intact rock. In recent years, the focus on the latter case has however increased, and this entails both the development of already existing test methods, as well as an adjustment to the new methods. The knowledge on the cause and how this swelling potential may affect stability in-

situ is still inadequate, so a new and improved test apparatus and methods have been developed at NTNU/SINTEF lab (Dahl. et. al, 2013).

The study has been based on extensive laboratory work including swelling tests, various rock mechanical tests and mineralogical and petrographic analyses. The new swelling test method called 3D free swelling was one of the major focus areas of the MSc thesis. Therefore, comprehensive discussions and comparison of the testing results have been carried out and presented.

The selected rocks for this thesis are alum shale, greenschist and tuff. Testing methods used in determining the swelling potential are free swelling, swelling pressure by oedometer and swelling strain by newly developed 3D free swelling apparatus. In addition, mineralogical test and some other rock mechanical test were also carried out.

Sample preparation is one of the major tasks, which involves drilling, slicing, cutting and crushing of the selected rock material that provides cores, cored cylinders, cubes, pieces and milled dust.

SWELLING TEST METHODOLOGY

Previously performed swelling tests involved the use of specimens of dust powder prepared from clay minerals. The test methods and standards for clay minerals are however not adequate for testing of intact rock and the determination of the swelling potential for intact rock has hence involved development of a new methodology. This new method, which includes a combination of swelling strain measurements and mineralogy analysis, has been performed on rock cubes prepared from the intact rock specimens.

The test methods used for determination of swelling behaviour of rock mass are free swelling, swelling pressure index by oedometer and swelling strain by the new 3D free swelling apparatus. Free swelling testing is performed on loosely packed dust powder and the swelling pressure index is performed on remoulded rock specimens prepared as dust powder and intact rock material prepared as rock discs. Undisturbed and unconfined rock specimens prepared as rock cubes are used in the determination of swelling strain. The latter test method enables for a three dimensional swelling measurement as opposed to the one direction measurements for the former test methods.

Free swelling determination – measuring cylinder

A measuring cylinder is filled with 45 ml of distilled water before 10 ml of loosely packed milled powder is carefully added. The powder volume is recorded after sedimentation. The free swelling index number is the relation between this volume, V_1 , and the original volume, V_0 , of the milled powder (Mao et.al, 2011 and Dahl et.al, 2013).

The free swelling index number, F_s is calculated from the formula:

$$F_s = \frac{V_1}{V_0} \times 100\%$$

Swelling pressure index determination – Oedometer

This test method is used in the determination of the relative swelling potential of a material and potential instability caused by the swelling (Mao et.al, 2011). It is also used in the characterization and quantification of the swelling properties of the material (Dahl et.al, 2013).

Figure 2 shows the oedometer used for the swelling pressure index determination and a close up of the test cell components.

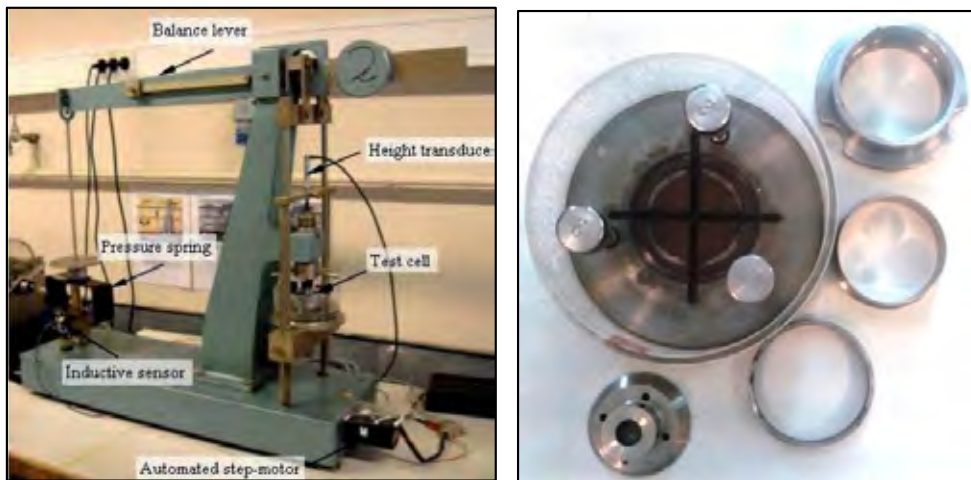


Figure 2. Photo of the updated Oedometer apparatus developed at the Norwegian University of Science and Technology for swelling pressure measurements, left, and test cell components, right.

The swelling pressure index is determined by performing 3 test stages; the compression stage, the unloading stage and the swelling stage. Dry powder is used in the compression stage where the height and hence volume of the sample is decreased to a certain level. In the unloading stage the dry powder sample is again allowed to regain height until a stable level is achieved. Finally in the swelling stage water is added to the dry sample and the height of the sample is now kept stable during the entire measurement (usually completed after 24 hours). Figure 3 gives a sketch of the three stages.

For testing of rock samples the 20/10 cm² cylindrical test cell is instead filled with 20 grams of finely milled powder or alternatively a rock disc.

The oedometer testing are performed according to the same procedure as stated by Mao and Dahl (Mao et.al, 2011 and Dahl et.al, 2013). However, there exists one difference that is instead of traditional 2 MPa pressure for milled sample a higher pre-consolidation pressure of 4 MPa was used for the rock samples.

Figure 4 shows the oedometer setup for the compression stage and the swelling stage.

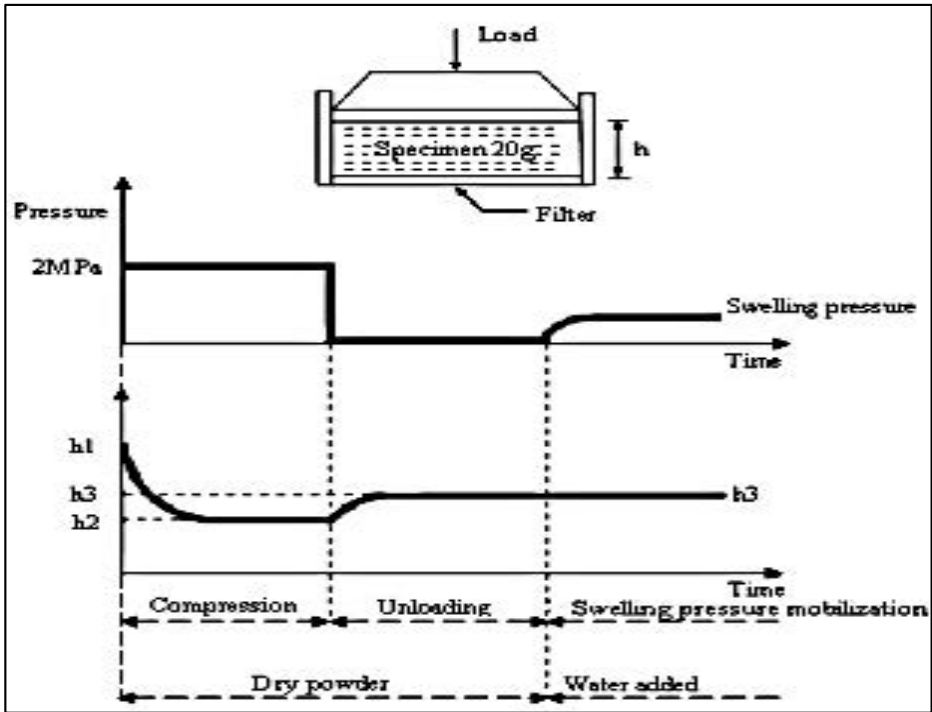


Figure 3. Sketch of the three stages in determining the swelling pressure index (Mao et al., 2011).



Figure 4. Oedometer setup for the compaction step, left, and the swelling stage, right.

Swelling strain determination – 3D free swelling apparatus

The sides of the prepared rock specimen consisting of a cut cube are marked with three gauge points that corresponds to the respective axis of the cube. Initial dimensions of the specimen are measured and registered and the plexiglass plates are fixed at each of the gauge point. The rock cube is placed into the apparatus (Figure 5) before it is covered with distilled water and allowed to swell freely.

The 3 dimensional expansion of the prepared rock cube is measured and logged continuously by using digital distance gauges during the entire test. The continuous electronic logging of measurements does also include registration of water temperature by a digital thermometer. The swelling displacement as a function of elapsed time is recorded until a constant level is reached or a peak is passed according to as suggested by ISRM (1977).

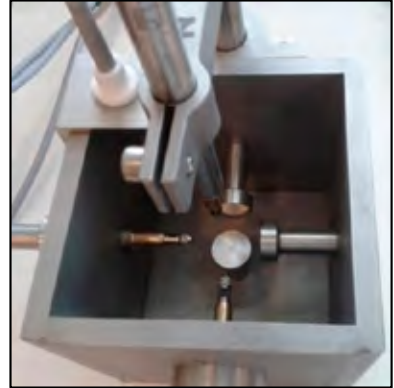


Figure 5: Photo of 3D measuring cell and apparatus for free swelling in 3 directions developed at SINTEF/NTNU in 2013.

The swelling strain is calculated for three directions, x, y and z and the measurement in direction x is equal to the formula:

$$\frac{d}{L} \times 100\%$$

Where; x is a direction relative to the bedding or foliation, d is the maximum swelling displacement recorded in direction x during test and L is the initial distance between gauge points in direction x (ISRM, 1977).

SELECTION OF ROCK SAMPLES AND PREPARATION

Three different rock types were selected; alum shale, green schist and tuff. Figure 6 shows photos of the selected rocks.



Figure 6: Photo of the three rock type, from left to right; alum shale, greenschist and tuff.

These three rock types were chosen due to their high degree schistosity (particularly prevailing for alum shale and green schist) and clay mineral content, two factors which normally are associated with the expansive character of the rock mass.

Samples of the rock types were prepared as milled dust, cored rock cylinders and rock cubes. The milled dust samples were applied for free swelling testing, swelling pressure testing using the oedometer and mineralogical analysis using the XRD technique. The cored rock cylinders were applied for swelling pressure testing using the oedometer and the rock cubes were used for 3D free swelling test using newly developed apparatus.

Dust powder

To prepare the dust powder samples representative parts of the rock were crushed, by hand with a geological hammer, giving rock piece sizes of approximately 10-15 mm. The crushed bulk material, a total of 40 g, was then placed in the coil mill for 2 minutes, resulting in milled powder for each of the rock specimens and for each of the testing methods. The dust powder was then dried in a heating cabinet at 105° C for 24 hours and then followed by an additional milling in a porcelain mill for 15 minutes. Figure 7 shows photos of the prepared dust powder from the selected rocks.



Figure 7: Photos of prepared dust powder for free swelling, swelling pressure and XRD analysis, from left to right; alum shale, greenschist and tuff.

Cored rock cylinders

The preparation of the discs involved drilling (under dry condition using compressed air instead of water as cooling aid) of cores from intact rock material with a diameter of approximately 35 mm followed by slicing of the rock cores into discs with thickness 5 mm. The discs were drilled and cut with respect to the stratification allowing potential swelling perpendicular to the cleavage (Brattli and Broch, 1995). Photo of prepared discs are shown in figure 8.

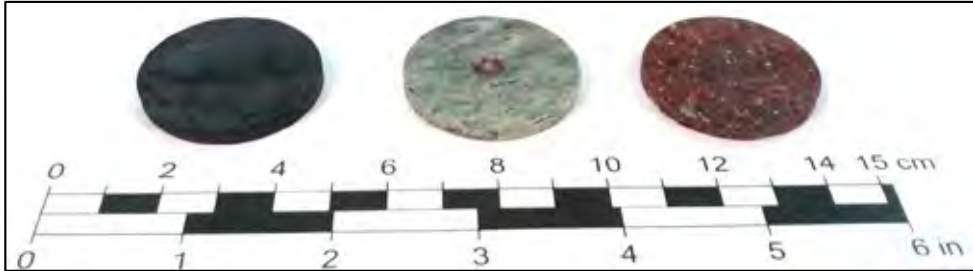


Figure 8: Photo of prepared discs for swelling pressure testing.

Rock cubes

Preparations of the rock cubes involved sawing out the specimens using a cutter machine equipped with a diamond blade. The dimensions of the rock cubes were initially set to 50x50x50 mm, and the cubes were prepared so that the cube axis was perpendicular to the foliations and beddings of the rock (ISRM, 1977). Difficulties in preparing the rock cubes made it impossible to obtain the standard dimensions resulting in plotting of new dimensions for the rock samples. Figure 9 shows the prepared rock cubes for the 3D free swelling.



Figure 9: Photos of prepared rock cubes for 3D free swelling, from left to right; alum shale, greenschist and tuff.

SWELLING TEST RESULTS

Swelling pressure index – dust powder

Figure 10 shows the swelling pressure curve for the tuff and table 1 gives classification of the swelling pressure index and the free swelling for all three rock samples according to NBG, 1985 (modified after Dahl et.al, 2013).

As seen in Table 1, for all three rock samples the free swelling lies in the level of moderate and the swelling pressure ranges from low to moderate. No duplicate tests were performed and only three rock samples were tested, making it difficult to confirm a correlation between the free swelling and the swelling pressure for other rock types.

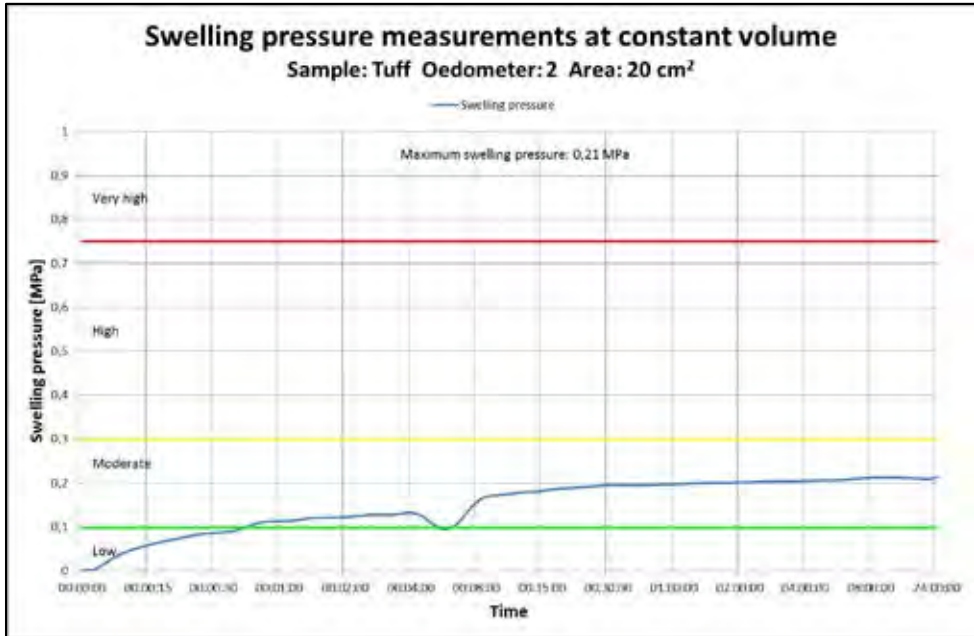


Figure 10: Swelling pressure chart for the tuff showing the maximum swelling pressure measured.

Table 1: Classification of the free swelling and the swelling pressure index of the rock samples.

Sample	Free swelling		Swelling pressure	
	[%]	Classification	[MPa]	Classification
Alum shale	130	Moderate	0,03	Low
Greenschist	100	Moderate	0,02	Low
Tuff	135	Moderate	0,21	Moderate

The rock sample with the highest free swelling value, the tuff, has the highest value for swelling pressure and the rock sample with the lowest free swelling value, the greenschist, has the lowest value for swelling pressure. This corresponds well to the fact that both test methods are used in the quantification and classification of swelling properties and the relative swelling potential of gauge and bulk material (Dahl et.al, 2013).

Swelling pressure index – rock discs

Figure 11 shows the swelling pressure curve for the greenschist and table 2 gives the classification of the swelling pressure for all three rock samples on the basis of the test results and the gauge material according to NBG, 1985 (modified after Dahl et.al, 2013).

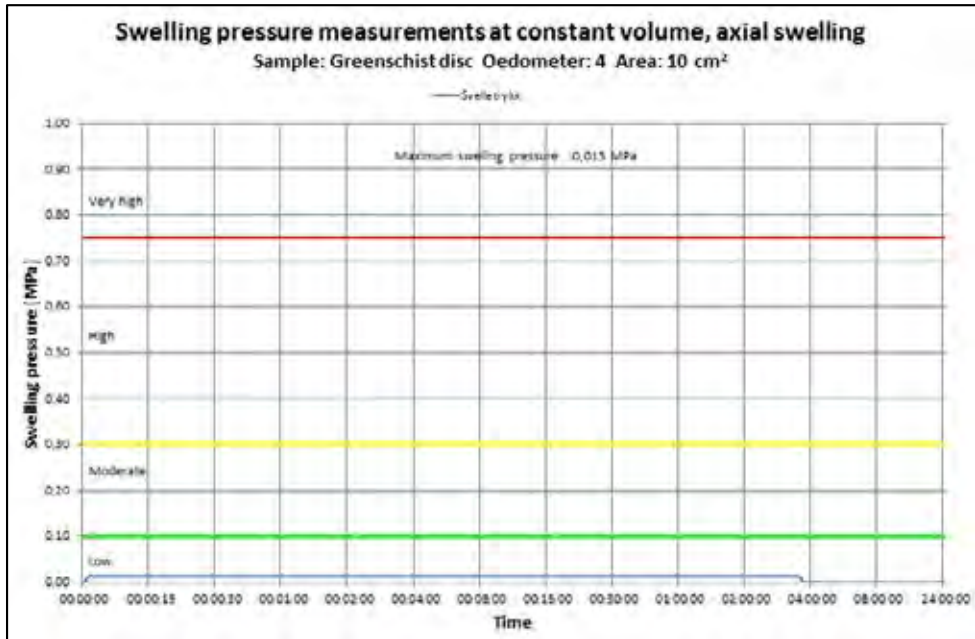


Figure 11: Swelling pressure chart for the tuff showing the maximum swelling pressure measured.

Both alum shale and tuff is showing zero swelling pressure, indicating an inactive rock material. The greenschist shows the greatest swelling pressure of the three rocks. The test values of rock discs correlate to the test values of bulk material expect for the greenschist that is showing a significant deviation between the two values.

Table 2: Swelling pressure results of the three rock samples.

Sample	Swelling pressure	
	[MPa]	Classification
Alum shale	0,00	Inactive
Greenschist	0,01	Low
Tuff	0,00	Inactive

Swelling strain - rock cubes

In figure 12 the swelling curve for the tuff is shown and in table 3 the highest measured swelling strain in x-, y- and z-direction is given, both in percentage and in mm.

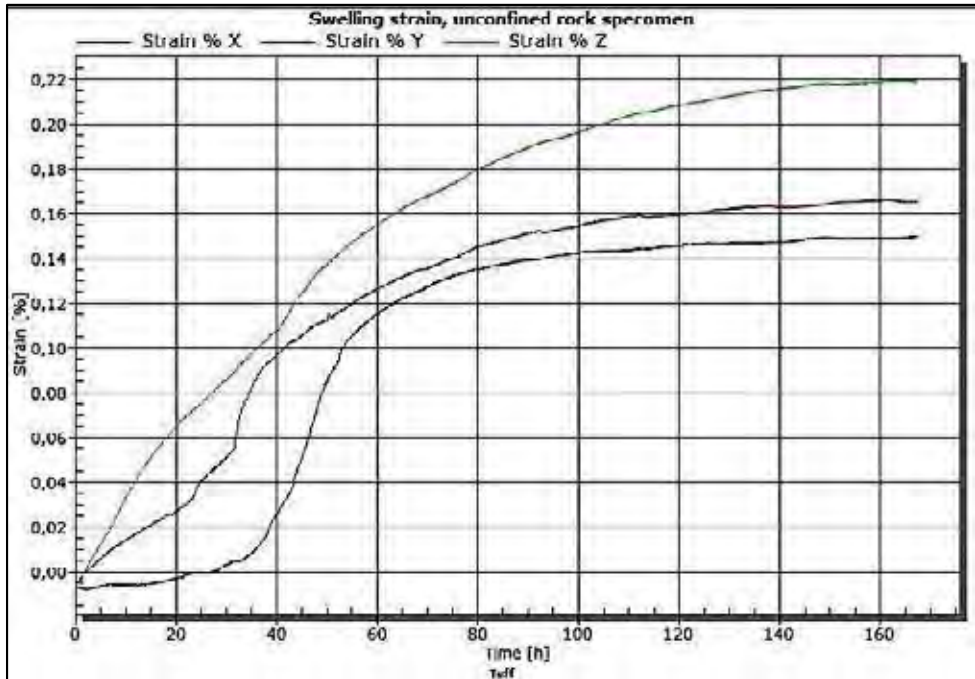


Figure 12: Swelling strain chart for the tuff.

The alum shale shows greatest swelling strain in the x-direction, as opposed to the greenschist and tuff with the greatest swelling strain in the z-direction. The tuff also shows significant swelling strain in the x- and y-direction and these values correspond to values calculated for the free swelling and the swelling pressure index.

Table 3: Swelling strain results of the three rock samples.

Sample	Swelling strain x-direction		Swelling strain y-direction		Swelling strain z-direction	
	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]
Alum shale	0,125	0,0602	0,055	0,0241	0,060	0,0295
Greenschist	0,008	0,0035	0,006	0,0026	0,048	0,0209
Tuff	0,165	0,0826	0,145	0,0770	0,220	0,1122

DISCUSSION

A comparison in relation to dust powder, rock cylinders and rock cubes was carried out in order to find correlations between the test methods, figures 13-15. The results from the swelling tests were also compared to the results from the petrographic and mineralogical tests and the rock mechanical tests to find correlations that might explain swelling. Table 4 gives a compilation of the rock mechanical test results for point load strength, slake-durability index and density.

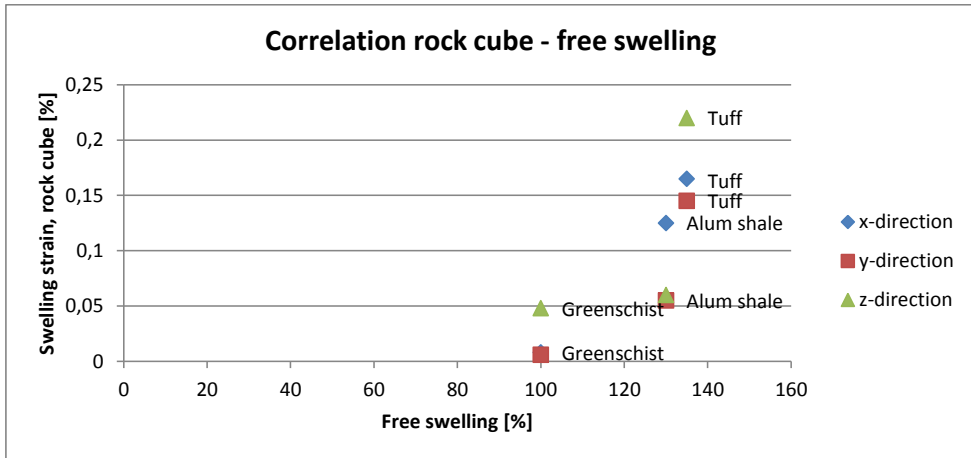


Figure 13: Correlation between swelling strain for rock cube and free swelling.

There is an evident correlation between the test method for rock cube and free swelling: an increase in the free swelling indicates an increase in the swelling strain. A correlation between swelling pressure for dust powder and swelling strain for rock cube are also seen, which indicates that the higher the swelling pressure the higher the swelling strain.

Figure 15 shows the swelling pressure for rock discs classified as inactive even though expansion in all three directions has been measured. The greenschist shows low values for both measurements in contrast to the tuff which show significant swelling strain in all three directions and no swelling pressure for the rock cylinder. Deviations in the values for the tests imply difficulties in finding correlation between the methods; nevertheless the determination of swelling strain for rock cubes is a very good indication on the swelling characteristic of intact rocks. The determination of swelling pressure and swelling strain appear thus as two independent test methods.

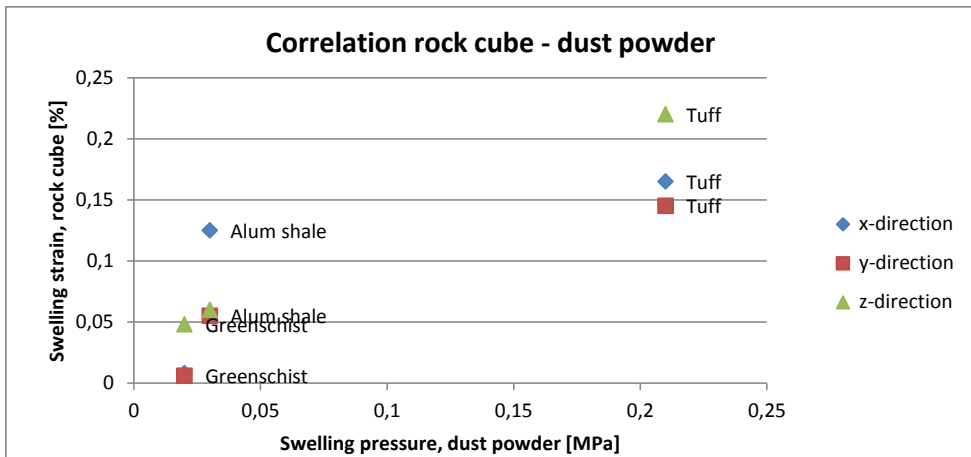


Figure 14: Correlation between swelling pressure for dust powder and swelling strain for rock cube.

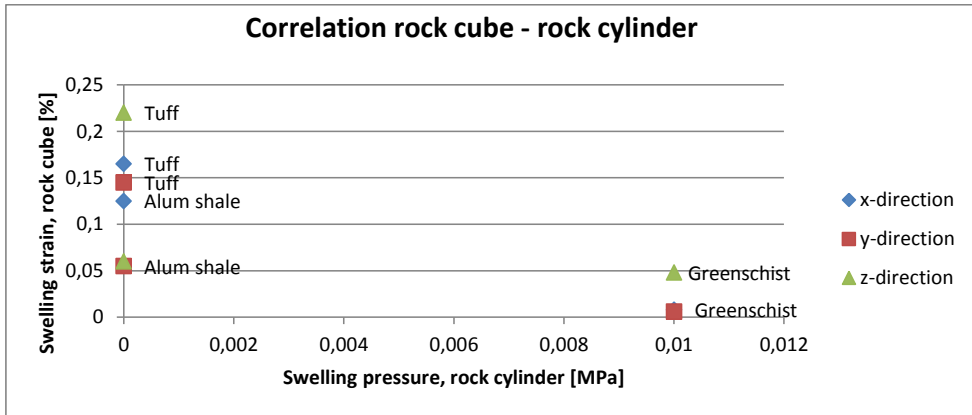


Figure 15: Correlation between swelling pressure for rock disc and swelling strain for rock cube.

Table 4: Compilation of rock mechanical test results for point load strength, slake-durability index and density.

Rock type	Test method							
	Point load strength [MPa]			Compressive strength [MPa]	Tensile strength [MPa]	Slake-durability index [%]		Density [g/m ³]
	I _s	I _{s50}	Classification	σ _c	σ _t	I _{d2}	Classification	
Alum shale	2,9	2,3	Medium	31,7	1,8	94,3	High	2,59
Green schist	8,0	7,1	High	142,1	5,6	98,1	Very high	2,86
Tuff	4,3	3,3	Medium	46,4	2,7	99,0	Very high	2,65

Alum shale:

Swelling test results show moderate free swelling, insignificant swelling pressure, both dust powder and rock cylinder, and greatest swelling strain in the x-direction; $x > z > y$. For alum shale there is a good correlation between low classified swelling pressure and swelling strain, and greatest expansion is in the x-direction. This very fine grained rock shows a distinct foliation and schistosity, which may be a reason for swelling due to capillarity (Dahl et al, 2013). The highest value for swelling strain was however recorded in x-direction and this might be inconsistent with the assumptions of swelling due to capillarity.

The XRD analysis show a content of 86 % calcite and this is confirmed by thin section analysis. Relatively large calcite veins, some with mineral coating, were observed parallel to the foliation. This mineral coating might fill the fractures in alum shale and swelling normal to the foliation is decreased. In order to compensate for swelling pressure build up a volume increase parallel to the foliation might occur and thus greatest swelling strain in x-direction. Small amounts of two types of iron sulphides were found; sphalerite and pyrite. The quantity

of sulphides indicates a low impact on the swelling potential. Small amounts of mica and gypsum were also found. For the same reason mentioned above effect on the swelling potential is insignificant.

Rock mechanical test results show medium point load strength, high slake-durability index and σ_c and σ_t values indicate medium strong rock.

Greenschist

Swelling test results show moderate free swelling, insignificant swelling pressure, both dust powder and rock cylinder, and greatest swelling strain in z-direction; $z > x > y$. Greenschist shows lowest values for both swelling pressure (classified as low) and swelling strain. Measured expansion is slightly higher in z-direction compared to x- and y-direction. This rock consist distinct foliation and schistosity, which, as for the alum shale, may be a reason for swelling due to capillarity.

The XRD analysis shows high content of numerous sheet silicates and this is confirmed by thin section analysis. Structure of the distinct sheet silicates (Prestvik, 2005) may be a reason for swelling due to various lengths of interlayers and capability of holding exchangeable cations and water molecules (Nilsen, 2010; The Cooperative Soil Survey, 2014).

Albite is a tectosilicate consisting of SiO_4 -tetrahedrons in a three dimensional framework with 1:2 ratio between silicon and oxygen elements. Chlorite and phlogopite are phyllosilicates where SiO_4 -tetrahedrons are bonded together in a parallel sheet structure with 1:2.5 ratios between the silicon and oxygen elements. Amphibole is inosilicate meaning SiO_4 -tetrahedrons are bonded together in a double chains structure. The ratio between silicon and oxygen elements is 1:2.75. Epidote is a sorosilicate where isolated SiO_4 -tetrahedrons are bonded together and ratio between silicon and oxygen elements is 2:7.

The structure of tectosilicates, phyllosilicates and double chained inosilicates enable for a volume increase due to interlayer spacing between the unit layers. The swelling potential is mobilized provided that other factors influencing the swelling are fulfilled. Small amounts of mica and sulphide; chalcopyrite are also found. The quantity of minerals indicates a low impact on the swelling potential.

Rock mechanical test results show high point load strength and very high slake-durability index and σ_c and σ_t values indicate very strong rock.

Tuff

Swelling test results show moderate free swelling, moderate swelling pressure on dust powder, insignificant swelling pressure on rock cylinder and greatest swelling strain in z-direction; $z > x > y$. A good correlation between the two test methods for tuff is found; i.e. values for both swelling pressure and swelling strain. The tuff shows greatest expansion of all three rock samples and highest expansion is found in the z-direction. The rock is compact and fine grained and no distinct layering is observed.

The XRD analysis shows a high content of numerous sheet silicates and this is confirmed by thin section analysis. Structure of the distinct sheet silicates may be a reason for swelling, as

above, due to the various lengths of interlayers and capability of holding exchangeable cations and water molecules.

Quartz and zeolites like wairakite and laumontite are tectosilicates consisting of SiO_4 -tetrahedrons in three dimensional frameworks with 1:2 ratio between silicon and oxygen elements. The three dimensional framework of zeolites consist of $(\text{Al,Si})\text{O}_4$ -tetrahedrons arranged in an open ring structure provides an easy flow of water molecules and cations in and out of the silicates (Prestvik, 2005). Changes in volume due to water content changes will affect swelling and shrinking behaviour (Pusch, 2012) and thus be a significant contributor to swelling potential of tuff. Chlorite and kaolinite are phyllosilicates where SiO_4 -tetrahedrons are bonded together in a parallel sheet structure with a 1:2.5 ratio between silicon and oxygen elements. The kaolinite mineral is a nonexpansive clay mineral (The Cooperative Soil Survey, 2014) and thus will not affect the swelling potential.

The structure of the tectosilicates and phyllosilicates enable for a volume increase due to interlayer spacing between unit layers. The swelling potential is mobilized provided that other factors influencing swelling are fulfilled. No sulphides were found by the XRD-analysis.

Rock mechanical test results show medium point load strength and very high slake-durability index; and σ_c and σ_t indicating medium strong rock.

CONCLUSION

Tunnelling in city areas is prone to many instability challenges since most of the cities are located in the valleys where fractured, weathered and faulted rock mass are under laying. This leads to the need for more research on topics that influences on the tunnel stability. One of such instability issues is off course swelling potential. Based on the swelling test carried out in three different rock types following conclusions are drawn:

- All three rocks show swelling potential of varying degree and some correlations between swelling potential and rock mechanical properties.
- The tested alum shale sample is classified as a medium strong rock and show moderate swelling pressure and highest swelling strain in the x-direction. Swelling of alum shale might be explained by various factors and the main reasons are most likely related to the distinct foliation and schistosity and presence of a considerable amount of calcite minerals. Calcite veins with mineral coating fill up the fractures in the rock and swelling pressure built up in z-direction is compensated by a swelling strain in the x-direction thus giving greatest swelling parallel to the foliation.
- The tested greenschist is classified as a very strong rock and show low swelling pressure. The maximum swelling strain is measured in the z-direction. Swelling of greenschist might be explained by distinct foliation/schistosity of the rock and also presence of various sheet silicates. The silicate minerals which have highest influence on the swelling potential are the tectosilicates, the phyllosilicates and the double chained inosilicates due to their distinct structure which enable for water molecules and exchangeable cation to enter through interlayers of the silicates causing a volume increase in the unit layers. This corresponds well to the recorded swelling strain in the z-direction.

- The tested tuff is classified as a medium strong rock and show moderate swelling pressure and highest swelling strain in the z-direction of all three rocks tested. This rock shows no distinct layering and a great amount of various sheet silicates are found. Tectosilicates and phyllosilicates are the sheet silicates that have greatest impact on the swelling potential. As for the greenschist, these silicate minerals will influence the degree of swelling. Difference in the recorded swelling strains for the rocks can be explained by the distinct structure of zeolites, wairakite and laumontite. These tectosilicates consist of a three dimensional framework of $(Al,Si)O_4$ -tetrahedrons which are arranged in an open structure. This allows for a free flow of water molecules and cations in and out of the interlayers in the silicates providing a change in water content. An increase in water content entails an increase in swelling strain and thus contributes to the highest swelling in the z-direction.
- The testing methods for rock cylinders and rock cubes vary in both methodology and presentation of the test result. The differences are considerable according to test performances and the presentation of the test results. The testing method for rock cube is by far found to be the best to represent real situation as well as in terms of execution and presentation. This method is most tangible regarding criterias and behaviour of expansive rocks as it results in values for actual displacement of the rock mass.

On the basis of this research the following recommendations has been made for future researches:

- Proceed with a thorough research; a PhD., where several rock types in each category of sedimentary, metamorphic and igneous origin are compared. Several tests are needed to get swelling potential of each rock type.
- Replace the testing method for rock cylinders with the testing method for rock cube due to very low values for swelling pressure and high values for swelling strain and perform testing on rock cubes both parallel and normal to the layering. Also perform repeated drying and rewetting cycles to observe shrinkage and swelling behaviour.
- Include SEM and DTA analysis, to confirm the XRD results, in order to distinguish between various sheet silicates and study the mineral coating on the calcite minerals.
- Include more rock mechanical testing such as Poisson's ratio, young's modulus, UCS, sonic velocity and Brazilian tensile strength to get an even better understanding of the correlations between rock mechanical properties and swelling potential.

REFERENCES

Brattli, B. and Broch, E. 1995. *Stability problems in water tunnels caused by expandable minerals. Swelling pressure measurements and mineralogical analysis*. Elsevier, Engineering Geology, 39: pp.151-169

Dahl, F., Hagen, S. and Holmøy, K. H. 2013: *Utvikling innenfor testing av svelleegnskaper-testapparaturer og metodikk-svelleleirer og bergarter*. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk, p17. In Norwegian.

ISRM Commission on Swelling Rocks. 1977. *Part 2: Suggested methods for determining swelling and slake-durability index properties*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics. Abstracts: pp.151-156.

Mao, D., Nilsen, B. and Dahl, F. 2011. *Laboratory Testing of Swelling Gouge from Weakness Zone - Principle and Recent Update*. ARMA 11-152, 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, CA, June 26-29: 6p.

NBG (Norwegian Group for Rock Mechanics). 1985. *Handbook in Engineering Geology – Rock*. Trondheim, Norway, 140. In Norwegian.

Nilsen, B. 2010. *Ingeniørgeologi. Lecture notes - Grunnkurs, Norwegian University of Science and Technology (NTNU)*. In Norwegian.

Nilsen, B. 2012. *Ingeniørgeologi – Berg. Kompendium - Videregående kurs, Norwegian University of Science and Technology (NTNU)*. In Norwegian.

Prestvik, T. 2005. *MINERALOGI, En innføring i krystallografi og mineralogi, p 138*. In Norwegian.

Pusch, R. 2012. *Environmental Soil Properties and Behaviour, Swelling Clays, chapter 4*. CRC Press, Taylor & Francis Group, LLC: pp.133-161.

Skippervik, C. P. 2014. *Study on the Swelling Potential of some Selected Rocks*. Master's thesis. Department of Geology and Mineral Resource Engineering, NTNU, 127 p.

GAMMELT BYGG PÅ SVELLELENDE GRUNN – BERGUTTAK OG SIKRING I OG UNDER EKSISTERENDE BYGG**OLD BUILDING ON SWELLING GROUND – ROCK EXCAVATION AND SUPPORT INSIDE AND UNDER EXISTING BUILDING**

M.Sc. Henki Ødegaard, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Undervisningsbygg har igangsatt rehabilitering av Ullevålsveien 5 i Oslo, som siden 1903 har huset Kunst- og Håndverksskolen. Formålet med rehabiliteringen har vært å utbedre bygningsmessige skader, samt å tilpasse bygget til fremtidig bruk som ny videregående skole. Skolen planlegges åpnet høsten 2015.

Bygget hadde omfattende bygningsskader forårsaket av svellende alunskifer, og store tiltak i grunnen var nødvendig for å unngå videre skader forårsaket av alunskifer, samt å tilfredsstille nye funksjonskrav til bygget. Inkludert i grunnarbeidene var uttak av byggegrop i eksisterende gårdsrom og senking av opprinnelig bergoverflate under alle gulv for å kunne reetablere gulv som frittstående konstruksjon. Alle konstruksjoner er dimensjonert slik at eventuell fremtidig svelling av alunskifer ikke fører til skade på bygg eller installasjoner. For å redusere videre svelletakt, og som en første radonbarriere, har det blitt etablert en sandwichkonstruksjon bestående av sprøytebetong og en diffusjonstett sprøytbar membran på alle bergoverflater i bygget og ute i gårdsrom.

Selv om arbeidene har vært anleggsteknisk utfordrende med begrenset plass og generelt vanskelige forhold for berguttak og uttransport av masser, har de forløpt uten større vanskeligheter. Man har hatt god erfaring med kontinuerlig oppfølging fra både prosjekterende og byggherre, og tett dialog med entreprenør. Begge deler en forutsetning for rasjonell drift og gode løsninger i et komplisert prosjekt.

ABSTRACT

The Municipal Undertaking for Educational Buildings and Property in Oslo, Undervisningsbygg, has initiated a complete rehabilitation of Ullevålsveien 5 in Oslo, an address which until recently accommodated Oslo's National Academy of the Arts. The main purpose of the rehabilitation works is to repair structural damage and to adapt the building for its future use as a new upper secondary school.

During the initial inspections it was clear that considerable damage had been inflicted on floors and some walls, which was primarily caused by the swelling action of alum shale, on which the building is founded. Comprehensive efforts, including rock excavation and support were called for to avoid further damage to the building.

In the rehabilitation design, structures with foundations on alum shale were dimensioned either to withstand the maximum swelling pressure, or to allow the alum shale to expand without creating damage to the structures. To further reduce the pace with which the alum shale expands, a sandwich construction consisting of sprayed concrete and a diffusion tight membrane was applied on all exposed rock surfaces inside the building and in the courtyard construction pit.

The works were challenging from an engineering perspective but have been executed successfully which has been aided by the close dialogue between the involved parties.

INTRODUKSJON

Ullevålsveien 5 i Oslo har siden 1903 huset Kunst- og Håndverksskolen, men bygget skal innen høsten 2015 omgjøres til Edvard Munch videregående skole for linjene dans, musikk og håndverk. I den forbindelse igangsatte Undervisningsbygg i 2012 en betydelig rehabilitering av bygningsmassen som omfatter hele det verneverdige bygget på 15.400 kvadratmeter.

Av tiltak i grunnen kan følgende spesielt nevnes: Berguttak og bergsikring av byggegrop i gårdsrom; fjerning av alle gulv på grunn; senking av opprinnelig bergoverflate under alle gulv samt påfølgende reetablering av gulv som frittstående konstruksjon; refundamentering av diverse konstruksjoner og etablering av sprøytemembran mot grunn. I tillegg ble det tatt ut berg for etablering av føringsveier for ventilasjon, VA og kabler.

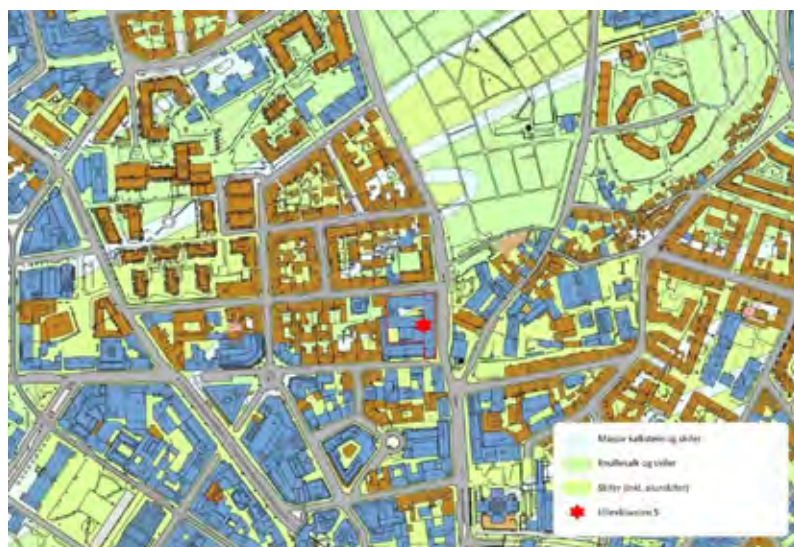
Rehabiliteringen er i hovedsak prosjektert av Hjellnes Consult, og Multiconsult ble engasjert av prosjekteringsgruppen som ansvarlig for prosjektering av alle grunnarbeider. Multiconsult har i tillegg stått for bygningsbesiktigelse, vibrasjonsovervåkning og daglig oppfølging av grunnarbeidene. Arbeidene ble igangsatt høsten 2012 og bygget forventes ferdigstilt til skolestart høsten 2015. Hovedentreprenør for grunnarbeidene er HAB Construction.

Foreliggende artikkel vil i det alt vesentligste omhandle de bergtekniske- og anleggstekniske utfordringer tilknyttet grunnarbeidene. Alle referanser til skader på bygget henspiller på skader forårsaket av grunnforholdene.

GRUNNFORHOLD

Geologi

Geologien i området er grundig beskrevet i en rapport fra Geolog Tor Løken AS, datert 12. desember 2011. Her refereres det til det gamle geologiske kartet av K.O. Bjørlykke «Geologisk kart over Kristiania By» som indikerer at berggrunnen i området består av ulike leirskifre. Dette er i stor grad sammenfallende med NGUs geologiske kart over området, se Figur 1, som viser vekslinger av knollekalk, massiv kalkstein og ulike skifere, deriblant alunskifer, alle tilhørende Oslo- eller Tøyengruppen.



Figur 1: Utsnitt fra NGUs berggrunnskart (www.ngu.no).

Observasjoner av blottlagt berg i tilgjengelige byggegroper i nærheten viste også lagpakker av foldede skifere med lag av alunskifer, som vist i Figur 2. Basert på disse observasjonene og tilgjengelig kartgrunnlag var det sannsynlig at man også under Ullevålsveien 5 ville påtreffte alunskifer.

Hverken blotningsgrad eller kartgrunnlag var imidlertid nøyaktig nok til å forutsi eventuelt forløp av alunskifer under bygget, og det var derfor nødvendig med mer detaljerte undersøkelser, som omtalt senere.



Figur 2: Foldede skifre i skjæring i en nærliggende byggegrop.

Alunskifer

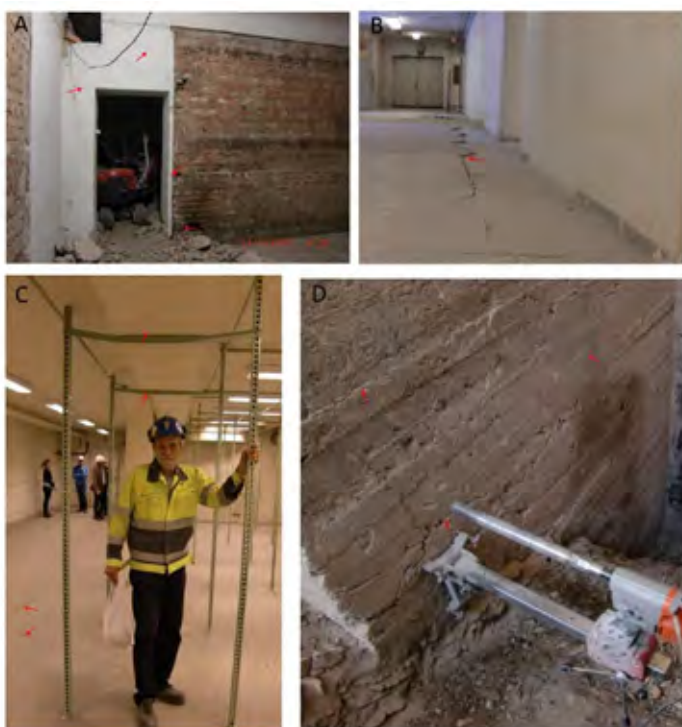
Alunskifer er betegnelsen på en spesielt karbonholdig svartskifer opprinnelig avsatt som slam i et oksygenfattig hav i kambrium og ordovicium, for rundt 500 millioner år siden. Det ligger alunskifer i store deler av Oslo sentrum, noe gammel bygningsmasse bærer preg av. Alunskifer forvitret lett ved tilgang på oksygen, noe som skyldes innholdet av finfordelte kismineraler, og da spesielt en type kjemisk ustabil magnetkis, ofte betegnet reaktiv magnetkis. Ved oksidasjon av magnetkis dannes diverse sulfater, blant annet anhydritt som ved tilgang på vann danner gips. Overgangen fra anhydritt til gips innebærer en betydelig volumøkning og er antatt å være en av hovedårsakene til det høye svelletrykket som forårsaker skader på bygg. Dette kan gi opphav til betydelige trykk når den ikke får svulle fritt. Svelletrykket vil variere mellom ulike alunskiferlag, men erfaringer fra bygninger i Oslo sentrum tilsier at et fundamenttrykk på rundt 2 MPa er tilstrekkelig til å motstå svelletrykket fra skiferen.

Foruten svelletrykket er det også andre egenskaper som gjør alunskiferen til et paleozoisk problembar: Alunskifer er en utmerket radonkilde, den kan ved ugunstig deponering selv antenne, og forvitring i deponert skifer fører til utlekking av surt og metallholdig sigevann. Av den grunn vil deponering av reaktiv alunskifer kreve at utsprengt skifer blir beskyttet mot oksidasjon. Svært få deponier kan tilby gode nok løsninger for dette, og følgene av dette er store kostnader på grunn av lang transportvei og høye avgifter for å levere til godkjente deponier.

UNDERSØKELSER

Ved de første befaringene til Ullevålsveien 5 var det ikke mulig å undersøke grunnforholdene under bygget, annet enn indirekte. Hovedprioriteten ble da å saumfare hele bygget i de nedre etasjene for å danne seg et bilde av byggets geometri og tilstand. Det ble raskt konstatert omfattende skader, som ble antatt å være forårsaket av alunskifer. Særlig karakteristisk var sterk buling av gulv hvor det enkelte steder ble registrert 150 mm heving. Bærende veggkonstruksjoner var imidlertid uskadede. Det har vist seg typisk for store bygg fundamentert på alunskifer at trykket som lasten fra bygget skaper under veggfundamentene er tilstrekkelig stort til at fundamentene ikke beveger seg. Dette var imidlertid ikke tilfellet for enkelte andre ikke-bærende vegger hvor man observerte store skader på både vegg og overliggende etasjeskillere. De observerte skadene var typiske for alunskiferfundamenterte bygg med oppsprekking og buling av gulv, skader på installasjoner samt sprekker i noen vegger som vist i Figur 3.

Det ble også gjort beregninger for å estimere det faktiske fundamenttrykket skapt av bygget, og disse beregningene viste et fundamenttrykk opp mot 1,2 MPa. Man visste derfor at svelletrykket som har virket på bærende vegger i løpet av de siste 100 år ikke har oversteget 1,2 MPa. Det var imidlertid ikke sikkert at dette representerte en øvre grense for hvilket svelletrykk nye konstruksjoner faktisk kunne oppleve i fremtiden, og det ble vurdert som riktig å sette 2 MPa som en øvre grense for potensielt framtidig svelletrykk.



Figur 3: Eksempler på svelleskader sett i Ullevålsveien 5. A: Oppsprekking av vegg. B: 150 mm buling av gulv og sprekker forårsaket av svelling. C: Heving av gulv som følge av svelling, hyllesystem presses opp mot drager, sprekker i gulv. D: Svelling danner skjærsprekker i trappefundament.

Selv om de innledende befaringsene med all tydelighet viste at deler av bygget var fundamentert på alunskifer var det nødvendig å kartlegge hvor stor andel av bygget som faktisk sto på alunskifer. Dette ville være avgjørende for både byggekostnad og valg av løsninger. Av den grunn ble det pigget opp åpninger i gulv og etablert prøvegroper i gårdsrom for å komme ned til berget.

Identifikasjon av alunskifer ble gjort ved en kombinasjon av nokså enkle manuelle og visuelle metoder som til sammen gjorde at man med rimelig sikkerhet kunne skille annen mørk skifer fra alunskifer. Følgende tre forhold er alle karakteristisk for alunskifer, og kan benyttes for å identifisere alunskifer med rimelig sikkerhet:

- **Svelleskader.** Sulfatene krever større volum enn de opprinnelige sulfidene. Dette er årsaken til skiferens svelling. Svelling av alunskifer vil kunne gi skader på bygg, som det er vist enkelte eksempler på i Figur 3.
- **Sulfatoppblomstring og svovellukt.** Alunskifer forvitret lett ved tilgang på oksygen. Dette skyldes innholdet av kismineraler (sulfider), spesielt finfordelt, ustabil magnetkis. Ved oksidasjon av sulfidene dannes sulfater med en karakteristisk gulaktig farge, se Figur 4, samt lukt av svovel.
- **«Svart strek».** Alunskifer ble dannet i et oksygenfattig miljø som gjorde at organisk stoff bare delvis ble nedbrutt, og dette gjør at skiferen er svart på grunn av høyt karboninnhold. Alunskifer sverter av når man tar på den og gir svart strek ved rissing med kniv, som vist i Figur 5.



Figur 4: Eksempel på forvitret alunskifer med kraftig sulfatoppblomstring.



Figur 5: Uforvitret alunskifer til venstre med kullsort strek, vanlig mørk skifer til høyre med grå strek.

Grunnvannsnivået ble undersøkt flere steder i grunnen under bygget ved hjelp av to peilebrønner, installert i berg under eksisterende gårdsrom. Det var i tillegg mulig å observere grunnvannsnivået i enkelte prøvegroper hvor grunnvannet sto høyt. Årsaken til at grunnvannsnivået ble viet slik oppmerksomhet er det meget sentrale trekket ved svelling av alunskifer, nemlig at den er relativt stabil så lenge bergarten ligger under stabilt grunnvannsnivå, men kan svelle kraftig ved tilgang på oksygen fra luft.

VALG AV LØSNINGER

Introduksjon

Fra de innledende undersøkelsene ble det konstatert at store deler av bygget var fundamentert på alunskifer, og for videre prosjektering ble det derfor besluttet å sette som forutsetning at hele bygget var fundamentert på alunskifer.

Prosjekteringsgruppen ble fra ulike hold bedt om å vurdere om det kunne la seg gjøre og heller dele bygget inn i områder med svellende og ikke-svellende grunnforhold, for slik å spare kostnader ved og unngå de kostbare løsningene tilknyttet grunn med alunskifer. Dette ble ikke vurdert som en god løsning, primært på grunn av de relativt raske vekslingene mellom alunskiferlag og lag av andre skifere. Det ville ikke være mulig på en sikker og rasjonell måte å definere områder som «svellefrie», da alunskiferen i prinsippet kunne ligge skjult rett under blottlagt berg uten svelleegenskaper. I tillegg ble det vurdert som svært vanskelig å separere alunskifer fra annet berg ved uttak og transport, og man kunne derfor ikke skille ut alunskifer fra annet berg som ikke måtte leveres på deponi.

Hovedprinsippene for prosjekteringen av grunnarbeidene følger naturlig av det som er gjennomgått over, og kan kort oppsummeres slik:

1. Grunnarbeidene må ikke permanent senke grunnvannsnivået
2. Alt berg skal sikres og forsegles for å redusere konsekvensene av videre forvitring, og for å redusere svelletakten
3. Alle nye konstruksjoner må dimensjoneres for å tåle et maksimalt svelletrykk på 2 MPa
4. Forsegling må også fungere som primær radonsperre
5. Alt berg må deponeres på godkjent mottak

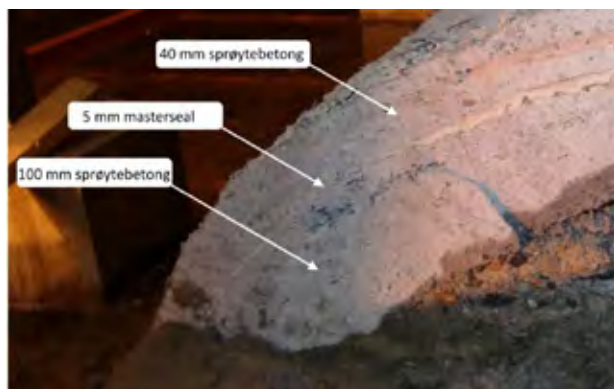
Etablering av nye gulv - hindre videre svelleskade

Fra de registrerte svelleskadene ble det observert at maksimal svelling av alunskiferen under bygget hadde resultert i rundt 150 mm oppløft av gulv på litt over hundre år, og det ble bestemt at man skulle sette av et svelleområde på 300 mm hvor alunskiferen fritt skulle kunne svulle uten å skade nye konstruksjoner. Dette ble ansett som relativt konservativt all den tid man i tillegg legger opp til utstrakt forsegling som vil redusere videre svelletakten. Etter riving av de gamle gulvene ble den eksponerte bergoverflaten pigget noe ned for å gi plass til nytt gulv, tekniske installasjoner og fremtidig svelleområde. Da ventilasjonskanalene skulle henges opp under dekket, ble det også nødvendig å pigge en grøft i bergoverflaten under kanalene for å gi rom for fremtidig svelling.

Forseglingen ble etablert som en sandwichkonstruksjon bestående av et første lag armert sprøytebetong, deretter en diffusjonstett og sprøytbar membran og til slutt et beskyttende lag med uarmert sprøytebetong for å unngå skader på membranen, se Figur 6.

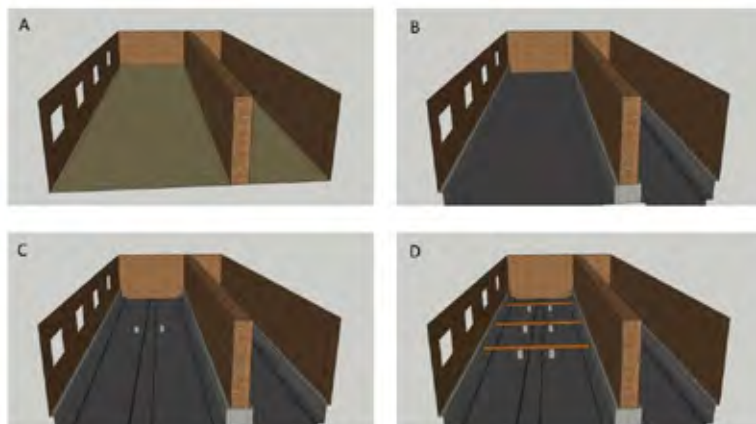
Sandwichkonstruksjonen tjente flere formål:

- Stabilitetssikring av berget
- Forsegling av alunskifer for å redusere oksygentilførsel
- Primær radonsperre



Figur 6: Snitt gjennom sandwichkonstruksjon.

Etter påføring av sandwichkonstruksjonen ble nytt dekke etablert ved hjelp av korrugerte stålplater og armert støp hvilende på tverrgående H-bjelker. De tverrgående bjelkene fikk opplegg i et kjerneboret hull i eksisterende veggfundament, og ble støttet opp av punktfundament mellom veggene. En skjematisk fremgangsmåte for disse arbeidene er vist i Figur 7.



Figur 7: Prinsipiell fremgangsmåte ved etablering av dekke. (A) Utgangspunkt med eksisterende dekke. (B) Fjerning av dekke og løsmasse ned til bunn veggfundament. (C) 300 mm senking av bergoverflate, samt pigging av grøft, deretter etablering av punktfundament og opplegg i veggfundament. (D) Ferdig monterte bjelker, klart for plater og støp. NB: Etablering av sandwichkonstruksjon som kommer etter C er ikke vist i illustrasjonen.

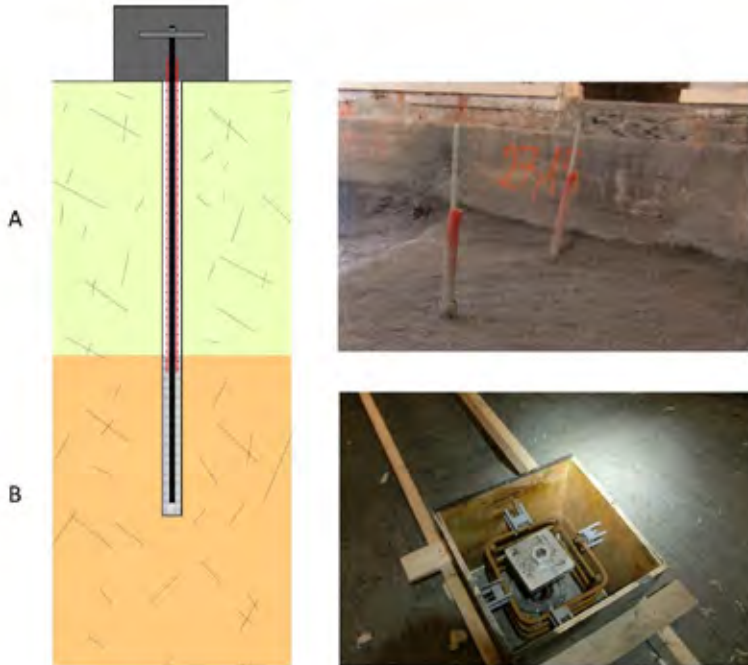
Siden bæreveggene var stabile uten tegn til svelling, ble bjelkeopplegg direkte i fundamentene ansett som problemfritt. Det samme var ikke tilfelle for de mellomliggende punktfundamentene som var nødvendige for å unngå nedbøyning av dekket, da disse fundamentene måtte plasseres direkte på svellende alunskifer. Dette ble løst ved å forankre et plasstøpt punktfundament med et solid forankringsstag hvis forankringszone ble plassert i «svellefri» sone. «Svellefri» i denne sammenhengen henspiller på et sted tilstrekkelig dypt ned under bergoverflaten til at man med rimelig sikkerhet kunne forvente at alunskiferen ikke var utsatt for svelling. I praksis ble denne sonen definert som 3-5 m under bergoverflaten, og uansett under grunnvannspeilet. De øvre 0-3 m av staget fungerte da som fri lengde.

Punktfundamentene ble gitt så lite fotavtrykk som praktisk mulig for å redusere kreftene som forankringsstaket skulle ta opp, og et kvadratisk fundament med bredde 0,4 m ble valgt. Ved dimensjonerende trykk fra svelling på 2 MPa fikk man følgende krav til boltens strekkstyrke:

Belastning fra svelletrykk = 2 MPa og fundamentareal = 0,16 m² gir:

$2 \text{ MPa} = 2 \text{ MN/m}^2 \times 0,16 \text{ m}^2 = 0,32 \text{ MN} = 320 \text{ kN}$. Boltene måtte altså som et minimum kunne ta opp en last på 320 kN, ikke medregnet relevante partialfaktorer. Det ble valgt helgjengede Ø33 mm stag, med dobbelt korrosjonsbeskyttelse i henhold til spesifikasjonen. Disse stagenes ble levert av Pretec og hadde en karakteristisk flytspenning lik 800 MPa og bruddlast på 555 kN.

En prinsippsskisse som viser detaljene for punktfundamentene er gitt i Figur 8.



Figur 8: Prinsippskisse av forankringsstag med fundament. Staget er forankret med mørtel i svellefri sone (B) og har fri lengde i svellesonen (A). Staget er i svellesonen ekstra korrosjonsbeskyttet med korrugert plastrør vist med rød farge. Oppe til høyre vises ferdig gyst stag. Nede til høyre vises detalj av stag før støp av punktfundament.

I Figur 9 er det vist et eksempel på ferdig etablert bæring for nytt dekke, med en sentral grøft, punktfundamenter, bærebjelker og opphengte rør og kanaler.



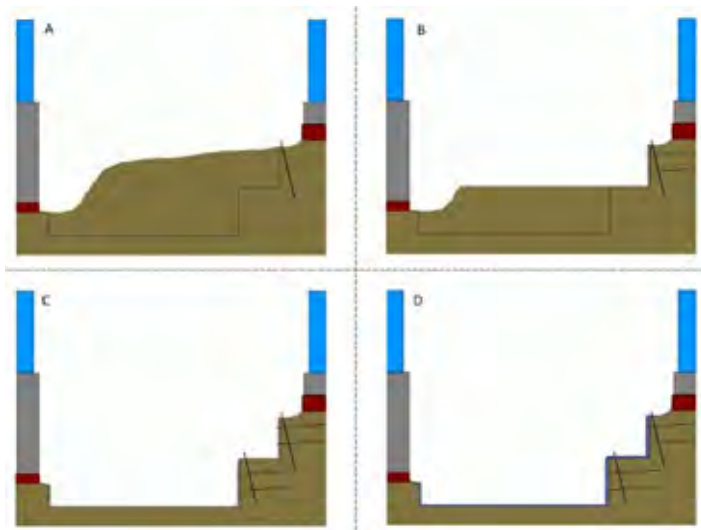
Figur 9: Ferdig etablert bæring for nytt dekke.

Etablering av nytt teknisk rom i gårdsrom

Det skulle etableres en byggegrop tilstrekkelig dyp og bred til å huse et plasstøpt teknisk rom under opprinnelig bakkenivå i gårdsrommet. Dette medførte behov for berguttak 5 m under opprinnelig bergoverflate, tett inntil, og delvis i flukt med eksisterende veggfundamenter. Videre skulle alle føringer for ventilasjon, vann og elektro føres fra teknisk rom og inn i bygget legges i kanaler i berg under eksisterende bærevegger. Den eneste atkomsten til gårdsrommet var via en 2,33 m smal og lav portåpning. For å toppe det hele var nærmeste nabo Kunstindustrimuseet, hvor en omfattende samling med til dels svært skjøre kunstgjenstander ble oppbevart, deriblant en dragevase fra Ming-dynastiet. Siden det av ulike årsaker ikke var aktuelt å flytte samlingen under grunnarbeidene, ble det stilt strenge vibrasjonskrav og det var nødvendig med tett overvåking av vibrasjonene.

Det var i utgangspunktet lagt opp til uttak av berg ved forsiktig sprengning, men i samråd med entreprenøren ble det besluttet å forsøke å unngå sprengstoff fullstendig ved å ta ut berget ved pigging. Dette fungerte for det meste meget godt, særlig i alunskifer. Deler av byggegropen bestod imidlertid av hardere skifere og kalkstein, og piggingen var betydelig vanskeligere her. Det ble derfor forsøkt å avhjelpe piggearbeidene noe ved å bore raster med grove hjelperull, noe som viste seg å fungere godt.

Berget ble før uttak sikret med forbolter langs alle skjæringstopper og det ble for alle permanente skjæringsvegger sømboret med 150 mm senteravstand mellom hullene. Berget ble tatt ut i to pallhøyder, og kombinasjonen av pigging og tett søm ga fine skjæringsvegger. Berget ble fortløpende sikret ved hjelp av fullt utstøpte kombinasjonsbolter og 100 mm plastfiberarmert sprøytebetong. Etter at byggegropen var ferdig sikret ble alle skjæringer påført sprøytemembran etter samme prinsipp som for arbeidene under gulv inne i bygget. Fremgangsmåten for uttak og sikring er illustrert i Figur 10.



Figur 10: Etablering av byggegrop i gårdsrom. A: Frigraving og blottlegging av berg i gårdsrom, montering av forbolt for første pall. B: Uttak av første pall, sikring av skjæring med sprøytebetong og bolter. C: Forbolting for nedre pall, uttak og sikring av denne. D: Påføring av sprøytemembran og beskyttelse med nytt lag sprøytebetong.

Det oppstod dessverre relativt stort boraavvik i sømmen for deler av den ene skjæringen. Dette ble ikke oppdaget før forskalingsnekkene var på plass, og førte til at det ble meget trangt mellom forskaling og sikret skjæringsvegg i dette området. Erfaringen fra dette var at man må sørge for bedre kontroll av boraavvik under boring, men også at ferdig skjæringsvegg må måles detaljert opp, og da ikke bare i toppen.

Underveis i berguttaket ble det utført bevegelsesovervåkning ved innmåling av flere messingbolter montert i ulike nivå på utvalgte veggfundament. I løpet av anleggsperioden ble ingen negativ utvikling observert. Ferdig sikret byggegrop er vist i Figur 11.



Figur 11: Ferdig sikret byggegrop. Opprinnelig nivå av gårdsrom, som skal reetableres, er vist med rødt rutenett

Etablering av kanaler under eksisterende fundament

Horisontal sømboring i kombinasjon med pigging ble også benyttet for å etablere kanaler i berg under eksisterende fundament. Ved disse arbeidene viste alunskiferen en av sine mer gunstige egenskaper, nemlig at den er lett å pigge uten å skade gjenstående berg i særlig grad.

Før berget i kanalene ble tatt ut var det nødvendig å utveksle fundamentlastene til sidene for kanalen slik at bæringen av veggene ble ivaretatt også etter at berget under ble tatt ut. Dette ble løst ved først å lage en horisontal sliss i fundamentet, og deretter støpe inn en stålbjelke i slissen. Selve slissen ble etablert ved å kjernebore flere grove hull med god overlapp. Ulike stadier i etablering av disse kanalene er vist i Figur 12.



Figur 12: (A) Kanal klar til pigging etter boring av horisontale sømhull. (B) Sikring av sidevegger, utveksling under fundament. (C) Ferdig pigget kanal. (D) Ferdig sikrede kanaler, påføring av membran undervegs.

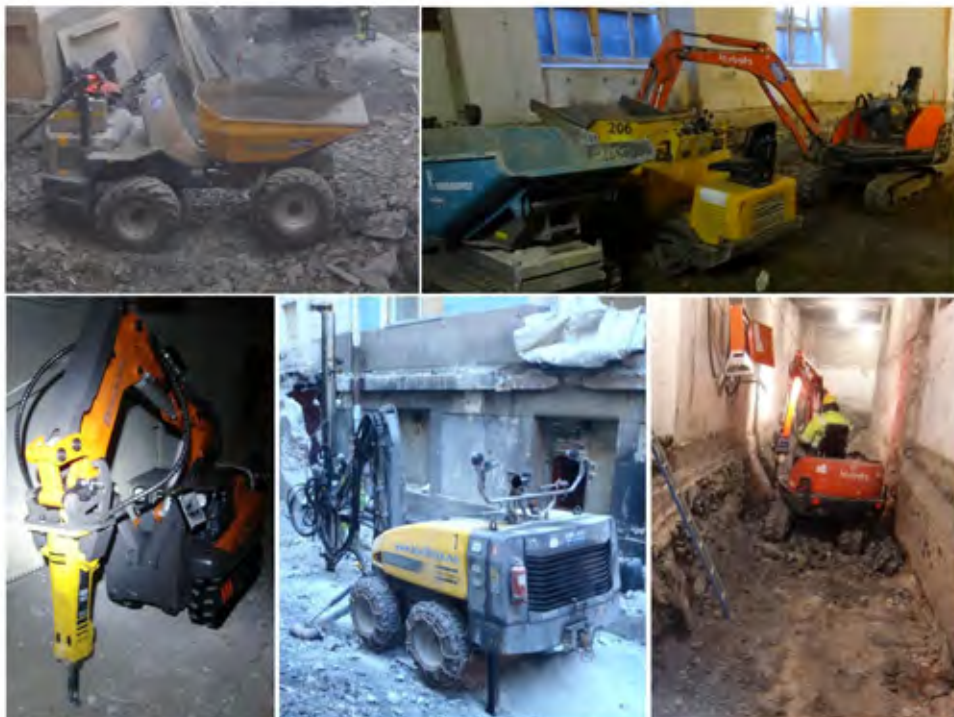
ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER

Logistikk

Plassforholdene var en betydelig utfordring for anleggsgjennomføringen, og logistikken tilknyttet uttransport av berg og løsmasser krevde både god planlegging, spesialutstyr og kreative løsninger. En viktig erfaring som ble gjort ved dette prosjektet er verdien av å ikke overspesifisere hvordan massehåndteringen skal planlegges, men heller åpne for at entreprenøren kan foreslå løsninger.

Uttak og transport av berg ble utført med en rekke ulike spesialmaskiner tilpasset det enkelte arbeidssted. I de trangeste rommene var det i spesifikasjonen satt krav til at utstyret i sammenslått tilstand kunne passere en lysåpning med dimensjonene $h = 208$, $b = 90$. I etterkant kan man si at man var vel pessimistisk hva angikk denne størrelsesbegrensningen, for man fant etterhvert gode løsninger for å utvide eksisterende døråpninger slik at man kunne få inn noe større utstyr og på den måten arbeide mer rasjonelt.

Entreprenørens valg av utstyr for uttransport av masse fungerte meget bra og var en kombinasjon av mini-gravere med grabb eller hydraulisk pigghammer, mini-dumpere og mindre motoriserte trillebårer. Et utvalg av disse spesialmaskinene er vist i Figur 13.



Figur 13: Et utvalg av maskiner benyttet for grunnarbeidene.

Uforutsett

Flere gulv på grunn ble tidlig i prosjektet pigget opp for å kartlegge grunnen og eventuelle fyllmasser under gulv. Da man i denne prosessen hadde kommet til et lite rom som grenset til naboeiendommen vegg i vegg viste det seg raskt at gamle byggetegninger ikke alltid var til å stole på. Grunnen under dette rommet var verken berg eller fyllmasser, men heismotorrommet til Kunstindustrimuseet. Brannalarmen hadde gått av på grunn av støvet fra piggearbeidene, og ble heldigvis utløst før det ble gjort særlig skade på rommet, annet enn hull i etasjeskilleren, som vist i Figur 14.



Figur 14: Kunstindustrimuseets heismaskinrom etter mislykket prøvegraving i etasjeskiller.

SLUTTKOMMENTAR

Ved alle arbeider som involverer bygging på alunskifer så må man tidlig i prosjektet gjøre alle aktører og alle fag involvert i prosjektet klar over de nokså spesielle tekniske og økonomiske utfordringer tilknyttet til håndtering av alunskifer, som svelleproblematikk, behov for deponering og radonutfordringer. Så lenge slike forhold er tatt opp tidlig, ligger det bedre til rette for rasjonell prosjektering, og dermed god anleggsgjennomføring.

Fordi svelling av alunskifer er helt avhengig av oksygentilførsel, er det helt sentralt at man ved egne arbeider ikke permanent endrer eksisterende grunnvannsstand, da dette kan forårsake økning av svelletakt både under eget bygg, og under nabobygg.

Til slutt kan det nevnes at kontinuerlig oppfølging i byggefasen fra både prosjekterende og byggherre, og tett dialog med entreprenør er forutsetninger for rasjonell drift og gode løsninger i et så komplisert prosjekt.

TAKK TIL

Først vil vi takke Undervisningsbygg for å ha gitt oss muligheten til å presentere dette spennende prosjektet. Vi takker også prosjekteringsgruppen i Hjellnes Consult for et meget godt og produktivt samarbeid.

REFERANSER

NGU (2014) Berggrunnegeologisk kart over Oslo, <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>

Tor Løken (2011): Geologisk rapport. Tor Løken AS

UTFORMING AV FANGGRØFT FOR HØYE BERGSKJÆRINGER

Design of Catchment Areas for High Rock Cut Slopes

Siv.ing. Torgeir Sandøy, Norconsult AS
Siv.ing. Ingvar Tyssekvam, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I forbindelse med Vegdirektoratet sin revisjon av Håndbok 018 "Vegbygging" i 2014 fikk Norconsult AS i oppdrag å evaluere krav til utforming av høye bergskjæringer og tilhørende fanggrøft. Oregon Department of Transportation (ODOT) i USA har gjennomført et omfattende forsøk hvor 11 250 steiner ble rullet utfor skjæringer med ulik høyde og helning, samt ulik grøftegeometri. Datasettet fra forsøkene ble analysert og lagt til grunn for kalibrering av steinsprangmodeller i programvaren RocFall.

Simuleringer ble så utført for å evaluere fangevnen til grøfter med hensyn til grøfteutforming, helning bergskjæring og effekt av tilbakefylling mot bergskjæring. På bakgrunn av resultater fra simuleringer, sammenstilt med resultater fra ODOT sine forsøk, er det utarbeidet designdiagram for bergskjæring med høyder mellom 5 og 30 meter for vertikal, 4:1 og 2:1 bergskjæring. Designdiagram skal erstatte gjeldende Figur 225.4 i Håndbok N200 "Vegbygging".

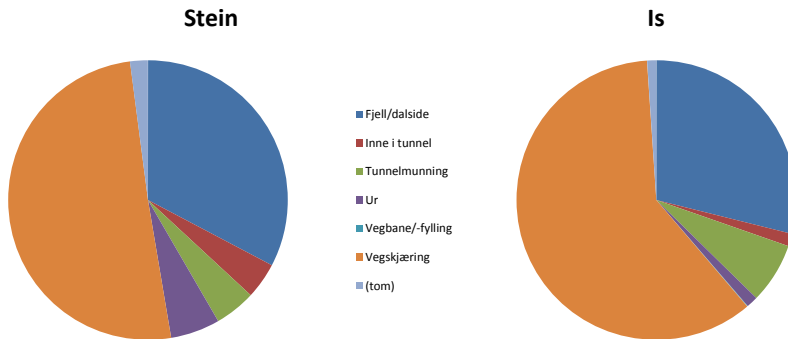
SUMMARY

The directorate of Public Roads (Vegdirektoratet) revised their Handbook 018 "Road construction" in 2014. Norconsult AS was responsible for evaluating the requirements for the design of high rock cut slopes and catchment areas. Oregon Department of Transportation (ODOT) in USA has performed an extensive research project consisting of rolling 11 250 rocks of rock cut slopes with different height, inclination and catchment geometry. Results from their study were analysed and forms the basis for calibrating mathematical rockfall models using the software RocFall.

Simulations of rockfall were performed to evaluate rockfall retention for different rock slopes, inclined catchment areas and the effect of backfilling against rock cut slopes. Simulation results and data from ODOT's research have been used to create design charts for dimensioning rockfall catchment areas for high rock cut slopes (vertical, 4:1 and 2:1). The design charts will replace Figure 225.4 in Handbook N200 "Road construction".

INNLEDNING

Utfall av is og stein fra vegskjæringer på veg utgjør en direkte fare for trafikanter ved treff, samt indirekte ved at et trafikkhinder skapes. Data fra Nasjonal vegdatabank (NVDB) fra 2006 til 2013 viser at over halvparten av registrerte skredhendelser hvor steinsprang har kommet frem til veg, kommer fra bergskjæringer, se Figur 1.



Figur 1: Kilde til stein og is på veg registrert mellom 2006 og 2013 hentet fra NVDB. Av registrerte hendelser ser vi at 60 % av is og 50 % av stein funnet på vegbane i Norge kommer fra vegskjæring (Statens vegvesen, 2013a).

I forbindelse med Vegdirektoratets revisjon av Statens vegvesen sin Håndbok 018 i 2014 fikk Norconsult AS i oppdrag å evaluere utformingen av høye bergskjæring og tilhørende fanggrøft. I tillegg ble det også bedt om en vurdering av hvilken effekt tilbakefylling mot bergskjæring har på grøftens fangevne.

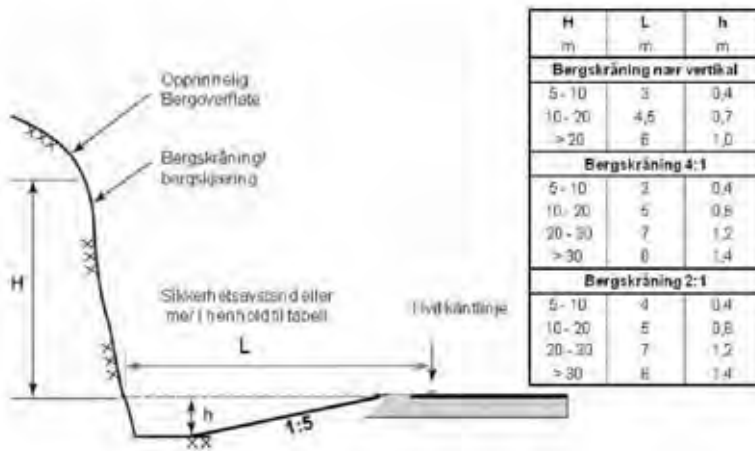
Arbeidet omfattet et litteraturstudie av relevant forskning og grunnlagsmateriale. På bakgrunn av forskningsresultater med praktiske steinsprangtester ble det laget, og kalibrert, steinsprangmodeller i programvaren RocFall. Modellene ble videre benyttet til å simulere fangevne og utforming av fanggrøft samt effekt av tilbakefylling mot bergskjæring. På grunnlag av litteraturstudie, resultater fra simuleringer og praktiske erfaringer har det blitt laget nye krav til utforming av fanggrøft for høye usikrede bergskjæring.

UTFORMING AV BERGSKJÆRING OG SIDETERRENG

Ved utforming av vegens sideterreng er det mange faktorer å ta hensyn til. De viktigste vil være sikkerhet ved utforkjøring, sikkerhet for fotgjengere og syklister, siktforhold, drenering av veg, nedfall av is, snø og stein, lagringsevne ved brøyting og vedlikeholdsarbeid av veg og sideterreng. Alle faktorene vil ha betydning for trafikksikkerheten. I dette kapittelet blir regler og bestemmelser for utforming av bergskjæring og tilhørende grøft presentert.

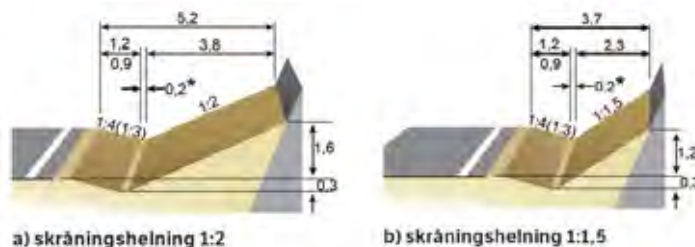
Gjeldende krav til utforming av fanggrøft for høye bergskjæring hvor ikke annen bergsikring benyttes er gitt av figur 225.4 i Håndbok N200 (tidligere Hb 018).

For høye bergskjæring er bruk av fanggrøft et enkelt og effektivt tiltak som gjør at andel bergsikringstiltak for detaljsikring av skjæring kan reduseres. Alle sikringstiltak vil kreve vedlikehold og rehabilitering av boltesikring, fangnett, steinspranggerde osv. vil som regel være mer kostbart enn vedlikehold av fanggrøft.



Figur 2: Gjeldende krav til dimensjonering av fanggrøft for steinsprang fra høye bergskjæringene når skjæringen ikke sikres på annen måte (Statens vegvesen, 2011).

En bergskjæring kan imidlertid også utgjøre et trafikkfarlig hinder i sideterrenget. Utforming av vegens sideterrenget er omfattet av Håndbok N101 "Rekkverk og vegens sideområder" (Statens vegvesen, 2013b). N101 setter krav til jevn kontur av bergskjæringen, som ikke skal ha partier som stikker ut mer enn 0,3 m. Dersom dette ikke kan oppfylles blir bergskjæringen ansett som et farlig sidehinder dersom den befinner seg innenfor sikkerhetssonen. Trafikanten skjermes da fra bergskjæringen med et rekkverk eller med en tilbakefylling mot bergskjæringen. Normalprofil og alternativ profil med tilbakefylling mot bergskjæring når rekkverk ikke benyttes er gitt i Figur 3.

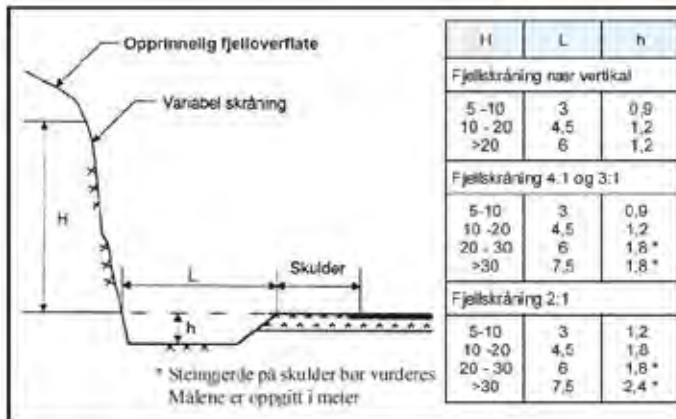


Figur 3: a) Normalprofil med tilbakefylling når rekkverk ikke benyttes. b) Alternativ tilbakefylling med redusert skjæringsprofil som kan benyttes ved kostbart/sårbart terreng (Statens vegvesen, 2013b).

Vegvesenet har gjennom sin drift av vegnettet erfaringer med at utfall av stein/is fra bergskjæringene oftere når inn på vegen når grøften er tilbakefylt.

Frem til 2011-utgaven av Håndbok 018 ble fanggrøft utformet med flat grøftbunn og bratt grøfteskråning, se Figur 4. Bratt grøfteskråning medfører en trafikkfare ved utforkjøring, noe som betinger krav til rekkverk. For å bedre fangevnen til grøften kunne en i henhold til 1998-utgaven også plassere en armert fangmur på vegskulder.

For sideterreng til veg er det ikke krav til rekkverk ved skråninger slakere enn 1:3 (Statens vegvesen, 2013b). Ved revisjon av Hb 018 i 2011 ble det innført 1:5 grøfteskråning for fanggrøfter, som vist i Figur 2. Dette gjør at krav om rekkverk mot vegbanen unngås, samt at skråningen er slak nok til at vedlikeholdskjøretøy kan kjøre både parallelt og normalt på bergskjæringen, noe som dermed forenkler vedlikeholdsarbeidet.



Figur 4: Dimensjonering av fanggrøft for steinsprang fra 1998-utgaven av Hb 018 (Statens vegvesen, 1998).

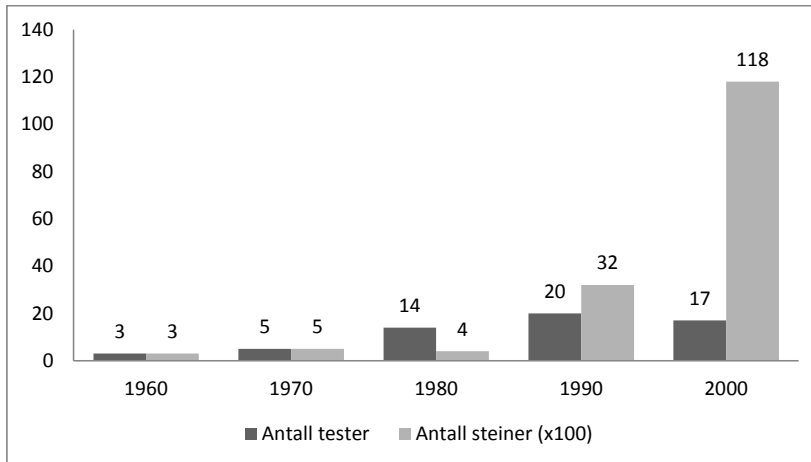
FORSKNING

I prinsippet kan fangevne til grøft evalueres og analyseres på to måter; gjennom praktiske forsøk eller matematiske simuleringsmodeller. Kvaliteten på matematiske modeller vil være avhengig av kalibrering mot data fra virkelige skredhendelser for at modellen skal bli mer realistisk.

Praktiske forsøk med steinsprang fra skjæringer startet med det banebrytende arbeidet til Arthur M. Ritchie i USA på 60-tallet. Flere hundre steiner ble trillet utenfor bergskjæringer, filmet og analysert med den hensikt å lage designkriterier for fanggrøfter til bergskjæringer (Ritchie, 1963). Resultat og designkrav presentert i Ritchie sitt arbeid er tilnærmet lagt til grunn for utformingen av fanggrøft som var gjeldende i Hb 018 frem til 2005-utgaven.

Siden 60-tallet har flere enn Ritchie utført praktiske steinsprangtester, og antallet forsøk har økt særlig siden 1990-tallet, se Figur 5. En av hovedårsakene til dette er økningen i antall forsøk for å teste sikringstiltak som for eks. fangnettgjerdjer.

Det mest omfattende forskningsprosjektet for utforming av fanggrøft er utført av Oregon Department of Transportation (ODOT) i 2001, hvor 11 250 steiner ble rullet utenfor skjæringer med ulik høyde og grøftegeometri (Pierson, Gullixson, & Chassie, 2001). Arbeidet er et samarbeidsprosjekt mellom vegmyndigheter fra syv Amerikanske stater, samt føderale vegmyndigheter (Federal Highway Administration). Pierson et al. (2001) gir i sitt arbeid et forslag til dimensjoneringskriterier for fanggrøfter, og kan på mange måter ses som en videreføring av Ritchie sitt arbeid.



Figur 5: Antall steinsprangtester og omfang av tester fordelt på tiår (Duffy, 2012).

ANALYSE AV EMPIRISK DATA FRA PIERSON ET AL.

På grunn av størrelsen og omfanget av arbeidet til Pierson et al. (2001), ble det gjennomført en grundig analyse av datasettet fra deres forsøk. I dette kapittelet vil vi presentere resultater fra Pierson et al. (2001) samt analyser av deres undersøkelser.

Bakgrunnen for undersøkelsen er en pilotstudie mellom 1992 og 1994 hvor ODOT samlet inn data for steinsprang for 4:1 bergskjæringer med høyder mellom 12,2 og 24,4 meter. Det ble benyttet tre ulike grøfteutforminger, hhv. flat, 1:6 og 1:4. Alle forsøk ble utført i samme steinbrudd og skjæringene ble sprengt med forsøket for øye. Presplitt ble benyttet for bergskjæringene på hhv. 18,3 og 24,4 m. Det ble satt igjen en 0,45 m bred kant ved ansett for ny pall, se Figur 6. Forsøket ble utvidet mellom 1997 og 2001 hvor flere skjæringsutforminger ble testet; vertikal, 2:1, 1,33:1 og 1:1. Forsøkene ble utført på samme måte og i samme steinbrudd som pilotforsøket. Under forsøkene ble nedslagspunkt og utløpslengde registrert for hver blokk. For hver kombinasjon av skjæringshøyde og grøfteutforming ble det minimum registrert 750 blokker. For hvert forsøk ble det benyttet blokker med gjennomsnittlig diameter 0,3, 0,6 og 0,9 meter.

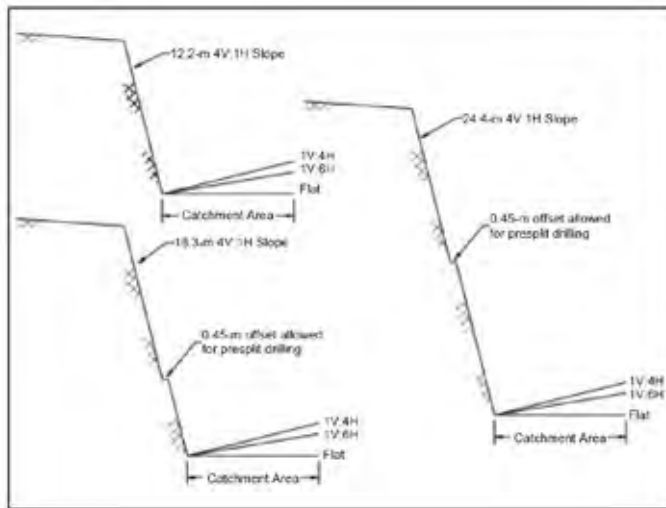
Utløpslengder og effekt av grøfteutforming

For å vurdere utløpslengder og effekt av grøfteutforming ble registrerte utløpslengder sammenstilt med nedslagspunkt. Et utvalg av grafer som viser kumulativ nedslagspunkt sammenstilt med kumulativ utløpslengde er gitt i Figur 7.

For vertikal skjæring er utløpslengden generelt kort, blokker stopper kort etter nedslagspunktet (Figur 7A). Det er liten forskjell i utløpslengder ved ulike grøfteutforming, unntaket er at laveste høyde (12,2 m, Figur 7B) kombinert med flat grøft gir noe lengre utløpslengde. Dette kan tyde på at den energien blokker får ved økt høyde blir brukt til å trykke steinen ned i grøften, mens energien ved 12,2 meter ikke er høy nok til dette, slik at bevegelsesenergien til den fallende blokken blir omgjort til rotasjonsenergi og blokkene ruller lengre ut enn ved høyere skjæringer.

Sammenlignet med resultatene for vertikal bergskjæring er utløpslengdene betraktelig lengre for 4:1 og 2:1 skjæringer. I tillegg sprer blokkene seg mer med økende skjæringshøyde. Det er tydelig av resultatene fra forsøket at utforming av grøft har mye å si for utløpslengde for både 4:1 og 2:1 skjæring i motsetning til for vertikal skjæring. Lengre utløpslengde kan forklares ved at blokkene har større rotasjonsenergi enn ved fall fra vertikal skjæring.

Lengst utløpslengder ble registret for 4:1 bergskjæring. Sammenligning med 2:1 bergskjæring kan dette tyde på at 2:1 er slakt nok til at friksjonen mellom blokk og skjæring reduserer utløpslengden i forhold til 4:1 skjæring.

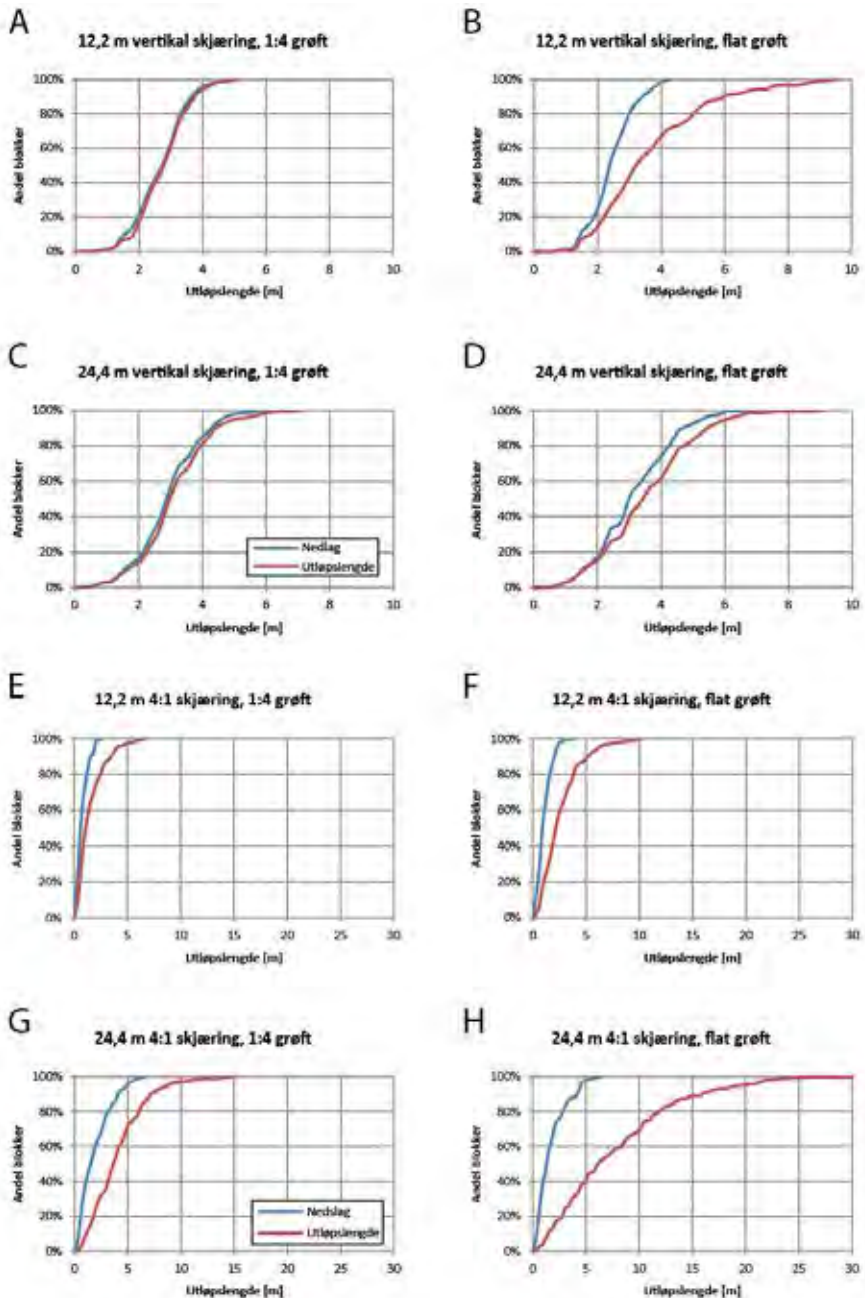


Figur 6: Eksempel på utforming av bergskjæring og tilhørende fanggrøfter for steinsprangforsøk (Pierson, Gullixson, & Chassie, 2001).

Oppsummering og konklusjoner

Følgende konklusjoner kan trekkes frem fra rapporten og gjennomgangen av datamaterialet:

- Irregulariteter i skjæringer påvirker sterkt hvor steinen har nedslag i grøft, ved at stein spretter ut fra skjæring ved kontakt. Kvalitet på konturen til bergskjæringen vil derfor påvirke utløpslengder til steinsprang.
- Nedslagspunkt, utløpslengde og spredning av blokker øker med fallhøyden.
- Størst utløpslengde oppstår når kinetisk energi (bevegelsesenergi) til blokkene blir omgjort til rotasjonsenergi
- I vertikale skjæringer kommer steinene sjeldent i kontakt med skjæringen flere ganger, og faller dermed uforstyrret i fanggrøft. Dette gir kortere utløpslengder.
- En økning av skjæringshøyde for vertikal skjæring påvirker utløpslengden mindre enn en økning av skjæringshøyden for 4:1 og 2:1 skjæringer.
- For vertikale skjæringer er utløpslengde tilnærmet lik for 1:4 og 1:6 grøfteskråning.
- For 4:1 og 2:1 skjæringer gir 1:6 grøfteskråning lengre utløpslengder enn 1:4.
- 4:1 skjæring gir lengre utløpslengder enn vertikal og 2:1 skjæring.



Figur 7: Utvalg av grafer som viser kumulativ nedslagspunkt og utløpslengde. **A,C:** Ved vertikal skjæring og 1:4 grøft er utløpslengde tilnærmet lik nedslagspunkt. **B,D:** For vertikal skjæring med flat grøft er utløpslengden lengre ved 12,2 m høy skjæring enn ved 24,4 m. **E,G:** For bergskjæring 4:1 triller blokkene lengre ut fra nedslagspunkt. **F,H:** Utløpslengdene blir betraktelig lengre ved flat grøft.

STEINSPRANGSIMULERING MED ROCFALL

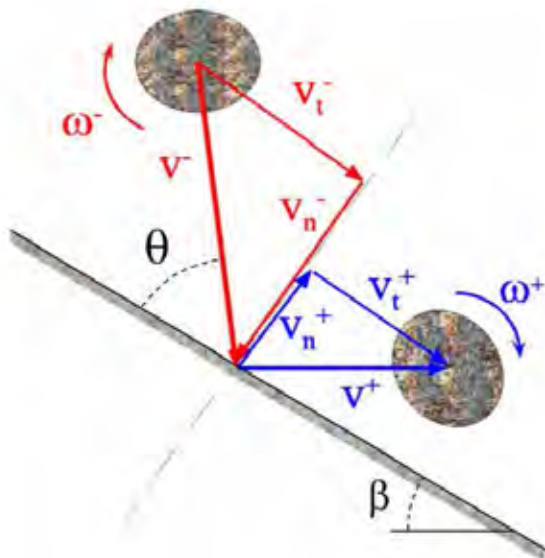
Pierson et al. (2001) sitt arbeid dannet videre grunnlaget for å kalibrere steinsprangmodeller for videre å vurdere utforming av fanggrøft og effekt av tilbakefylling mot bergskjæringer.

Rockfall 4.0

Simuleringer er utført med programmet RocFall 4.0 fra Rocscience Inc. Dette er et todimensjonalt statisk risikoanalyseprogram for steinsprang. Basert på en statistisk analyse kalkulerer programmet fallbaner for fallende blokker.

Blokker blir i programmet behandlet som en uendelig liten partikkel, noe som gjør at størrelsen av blokker ikke vil påvirke fallbanen eller interaksjon mellom blokker. Fallbanene til blokkene er derfor uavhengig av massen. RocFall 4.0 simulerer sirkulære blokker og tar ikke hensyn til form eller evt. deling av disse. Massen vil imidlertid spille en rolle for beregninger av energi for blokkene. I prinsippet er det fire ulike stadier som skal beskrives ved steinsprang; fritt fall, sprett, rull og skli. Mens fritt fall, rullende og skliende stein er relativt lett å forklare, vil det å gjenskape en stein som spretter mot et underlag være mer vanskelig å forutse. RocFall, og mange andre simuleringsverktøy, benytter derfor restitusjonskoeffisienter.

Restitusjonskoeffisienten (R) forteller oss noe om endringen i steinens hastighet (og da også energitapet) ved hvert sammenstøt mellom stein og underlag. En jorddekt overflate vil ha lav R (stort tap av kinetisk energi), mens en hard fjelloverflate vil ha høy R (Pfeiffer & Bowen, 1989). Koeffisienten kan uttrykkes med hensyn til hastighet (V) og energi, og gir dermed et uttrykk for hvor stor del av hastigheten eller energien som går tapt ved et sammenstøt, se Figur 8.



Figur 8: Hastighet til stein før (-) og etter (+) sammenstøt med overflaten (Labiouse & Heidenreich, 2009).

RocFall benytter to ulike restitusjonskoeffisienter:

- Normal restitusjonskoeffisient (R_N) som uttrykker tap av hastighet og energi normalt på overflaten.
- Tangentiell restitusjonskoeffisient (R_T) som uttrykker tap av hastighet og energi parallelt med overflaten (tangentielt).

Dersom vi ser på endring mht. hastighet vil da koeffisientene matematisk kunne uttrykkes som følgende (Labouse & Heidenreich, 2009):

$$R_N = \frac{V_n^+}{V_n^-} \quad \text{og} \quad R_T = \frac{V_t^+}{V_t^-}$$

Hvor "-" og "+" indikerer hastigheter hhv. før og etter sammenstøt, se Figur 8.

Metodikk

Det ble laget modeller i RocFall som tilsvarende forsøk i Pierson et al. (2001) sin undersøkelse. Dette for 12,2 m, 18,3 m og 24,4 m høy skjæring, samt med grøfteskråninger som varierer mellom flat, 1:6 og 1:4. Simuleringer ble utført for skjæring som er hhv. vertikal, 4:1 og 2:1.

Materialparameter for modellen ble valgt og resultater fra simuleringen sammenlignet opp mot resultater fra Pierson et al. (2001). En heuristisk metodikk ble benyttet for å sørge for best mulig tilpasning av RocFall-modellene. Det vil være umulig å oppnå en perfekt tilpasning for alle modeller. Særlig for 4:1 og 2:1 bergskjæring viser resultater fra Pierson et al. (2001) at blokkene vil få stor spredning. Dette gjør at en må benytte høye standardavvik i RocFall-modellene for å kunne etterligne forsøksresultatene. Det ble derfor lagt vekt på å få til en god tilpasning av modellen som beskriver kumulativ utfallslengder i området 80-95 % på en god måte. Det ble derfor forsøkt å holde standardavvikene for de ulike parameterne lave for å få en modell med repetitive resultater. Et ulikt antall blokker ble benyttet i simuleringen, fra 1000-6000 blokker per simulering. Modeller hvor parameterne har høyere standardavvik gir mer varierende resultater, og andel simuleringer ble da økt til modellene ga stabile resultater.

Pierson, Gullixon og Chassie (2001) slapp alle steiner fra topp av skjæringskant, og alle simuleringer ble derfor utført med slippunkt ("seeder") fra topp av skjæring. Siden bergskjæringen i modellen er en glatt flate, vil ikke blokker sprette ut som i virkeligheten. Det kan legges inn "ruhet" i skråningen ved å tilføre standardavvik på helningen til skjæringen. Det anbefales at det maksimalt benyttes et standardavvik på 5 grader (Rocscience, 2003), men dette gir ikke lange nok nedslagspunkt i henhold til rådata fra undersøkelsen. Det ble derfor benyttet horisontal starthastighet for blokkene som ble tilpasset til nedslagspunkt fra undersøkelsen. Standardavvik ble også benyttet for å få spredning på blokkene.

For alle simuleringer ble vinkelhastighet til blokkene hensyntatt. I følge Pierson, Gullixon og Chassie (2001) har blokker ved 4:1 og 2:1 skjæring større vinkelhastighet, noe som gir lengre utløpslengder, og det ble derfor eksperimentert med kombinasjon av restitusjonskoeffisienter og vinkelhastighet med tilhørende standardavvik.

I tillegg ble koeffisienten for normal restitusjon skalert med hastighet til blokken. For å ta høyde for at det er nær elastisk deformasjon når blokker har lav hastighet, mens det ved høy hastighet vil være mer plastisk deformasjon på grunn av knusing av blokker og økt nedtrengning i overflaten (Pfeiffer & Bowen, 1989).

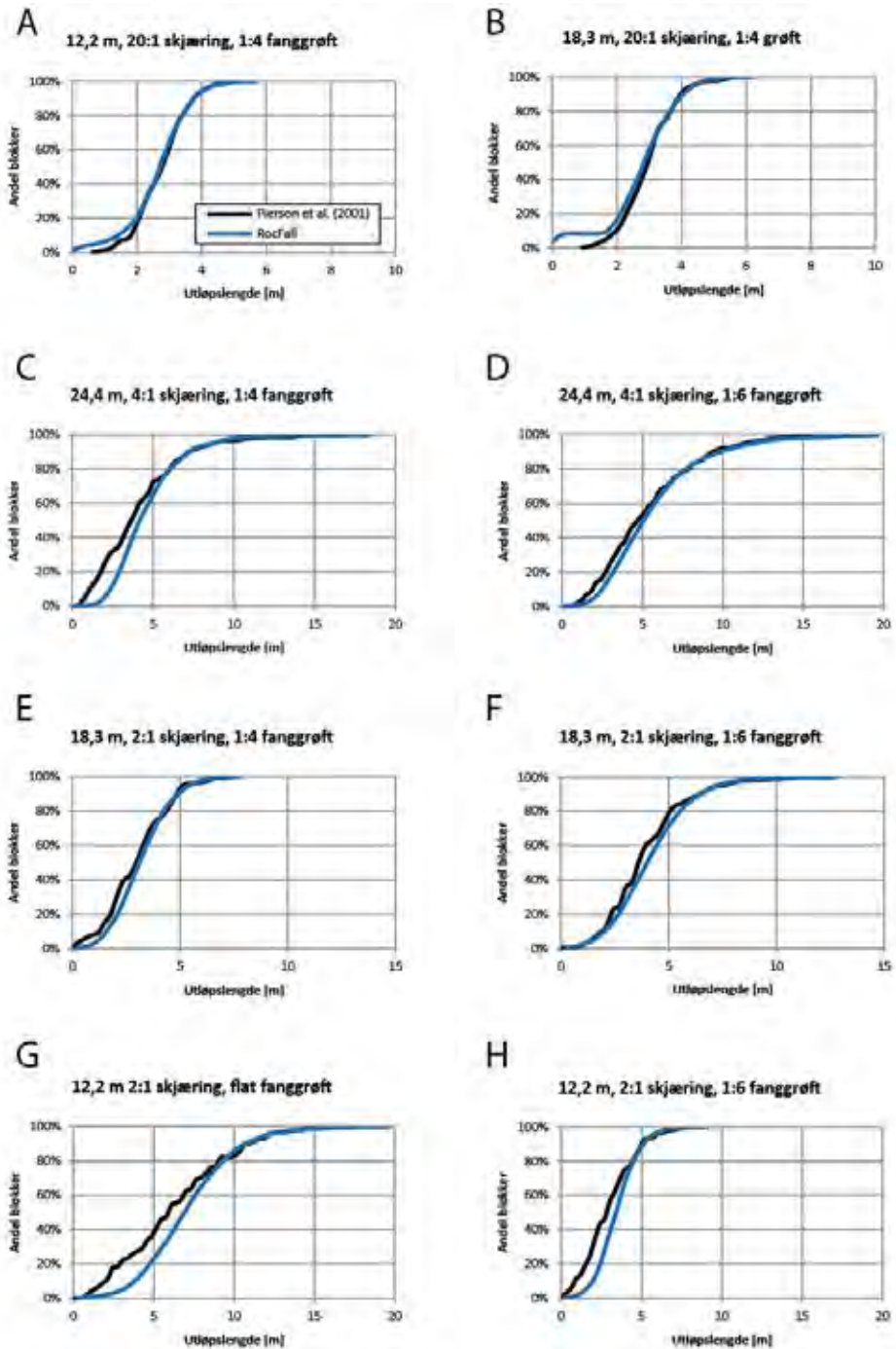
Kalibrerte modeller og utførte simuleringer

Eksempel på tilpasning av kalibrerte modeller er gitt i Figur 9. For vertikale skjæringer er utløpslengden kort, og RocFall-modellene får derfor en svært god tilpasning til datasettet (Figur 9A og B).

For skjæringer 4:1 og 2:1 er blokkene mer spredt i grøften, og å beskrive en stor spredning av blokker med RocFall vil kreve høyere standardavvik i modellen. Det har derfor vært en avveining i tilpasningen av RocFall-modellen ved å holde standardavvikene nede for modellene og heller få gode tilpasninger for blokker med lengre utløpslengde (se Figur 9C, G og H).

De kalibrerte modellene danner grunnlaget for videre simuleringer. Det ble utført simuleringer for å vurdere utfall fra bergskjæringer fra 5 til 30 m med grøfteutforming 1:4 og 1:5. Simuleringer ble utført for vertikal bergskjæring, skjæring 4:1 og 2:1.

Det ble også utført simuleringer for å vurdere effekten av tilbakefylling mot bergskjæring. Det ble laget modeller med både tilbakefylling 1:2 og 1:1,5 (se Figur 3). RocFall-modeller med tilbakefylling ble deretter sammenlignet mot kalibrerte modeller. Siden materialparameter for tilbakefylt materiale er ukjent ble det gjennomført en sensitivitetsanalyse for å se materialets effekt på utløpslengde og grøftens fangevne.



Figur 9: Eksempel på kalibrerte RocFall-modeller. Det er vektlagt en god tilpassing slik at modellen beskriver utløpet best der hvor 80-95 % av blokkene stoppet.

RESULTATER

Resultater fra simuleringer ble sammenlignet med empiriske data. I Tabell 1 er kumulativ utløpslengde fra Pierson et al. (2001) sine forsøk sammenlignet med resultater fra simuleringer.

Tabell 1: Resultat fra simulering (kumulativ utløpslengde) sammenstilt med empiriske data fra Pierson et al. (2001). For sammenligning er resultater for 1:6 skjæring også tatt med (empiriske data). Tabell viser kumulativ utløpslengden for 85, 90 og 95 % av blokker. Det ble ikke gjennomført simuleringer for 10 m bergskjæring 2:1.

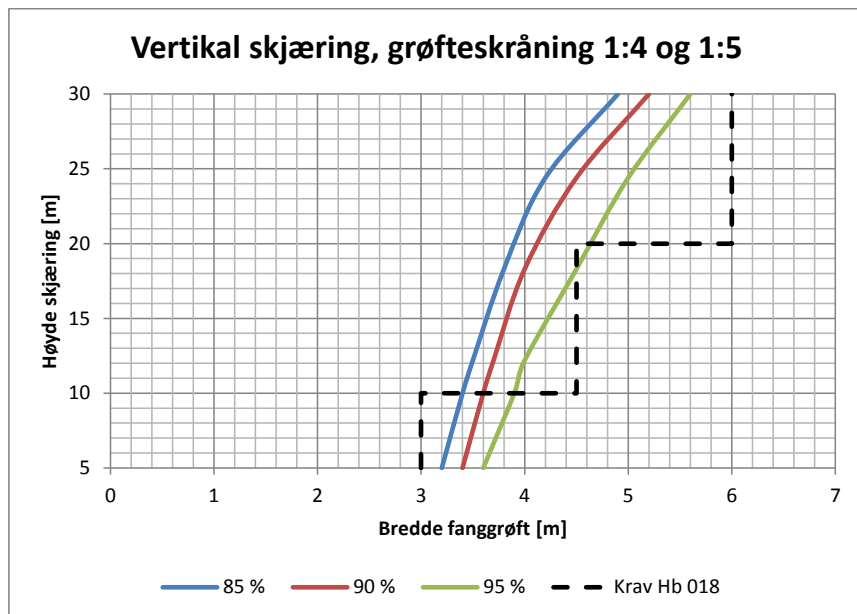
Høyde	Grøft	Data	Vertikal skjæring			4:1 skjæring			2:1 skjæring		
			85 %	90 %	95 %	85 %	90 %	95 %	85 %	90 %	95 %
<i>m</i>			<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>
30	1:4	S	4,8	5,1	5,6	7,4	8,4	10,0	5,5	6,0	6,7
	1:5	S	4,9	5,2	5,6	8,6	9,7	11,6	6,1	6,6	7,3
24,4	1:4	E	4,2	4,5	5,0	6,5	7,2	8,7	5,0	5,8	6,6
	1:5	S	4,2	4,5	4,8	7,6	8,6	10,0	5,8	6,3	7,0
	1:6	E	4,4	4,7	5,3	8,7	9,4	11,4	6,0	6,9	8,0
18,3	1:4	E	3,8	4,0	4,5	4,3	4,8	5,6	4,7	4,9	5,2
	1:5	S	3,8	4,0	4,4	5,4	6,0	6,9	5,3	5,8	6,5
	1:6	E	3,4	3,8	4,5	6,3	7,1	8,4	5,7	6,5	7,5
12,2	1:4	E	3,6	3,8	4,1	2,8	3,5	4,1	3,2	3,5	4,3
	1:5	S	3,5	3,8	4,0	3,2	3,6	4,4	3,9	4,2	4,7
	1:6	E	3,5	3,7	4,2	2,4	2,9	3,8	4,8	5,0	5,9
10	1:4	S	3,4	3,6	3,9	2,9	3,3	3,9	N/A	N/A	N/A
	1:5	S	3,4	3,6	3,9	3,0	3,4	4,1	N/A	N/A	N/A
5	1:4	S	3,1	3,3	3,6	2,6	2,9	3,3	2,8	3,1	3,8
	1:5	S	3,2	3,4	3,6	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,5

S: Simuleringer

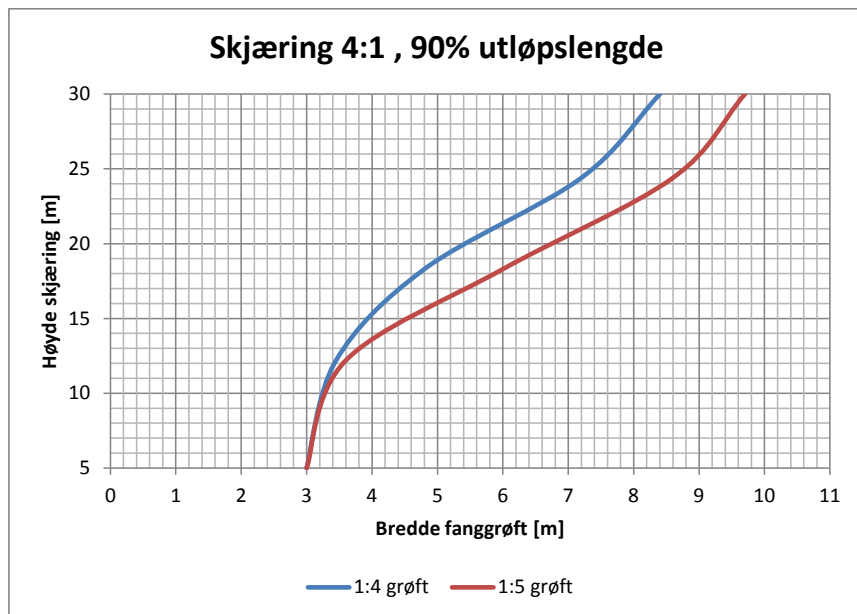
E: Empirisk data

På bakgrunn av resultatene fra simuleringene kombinert med analysen av rådata fra Pierson et al. (2001) ble det laget designdiagram for fanggrøfter for bergskjæring fra 5 til 30 meter, eksempel på dette kan ses i Figur 10. For sammenligning er kravet fra Håndbok 018 (2011) tatt med i diagrammet. For vertikal skjæring vil ikke grøfteutformingen påvirke utløpslengden merkverdig, og designdiagrammet blir derfor likt for grøfteskråning 1:4 og 1:5.

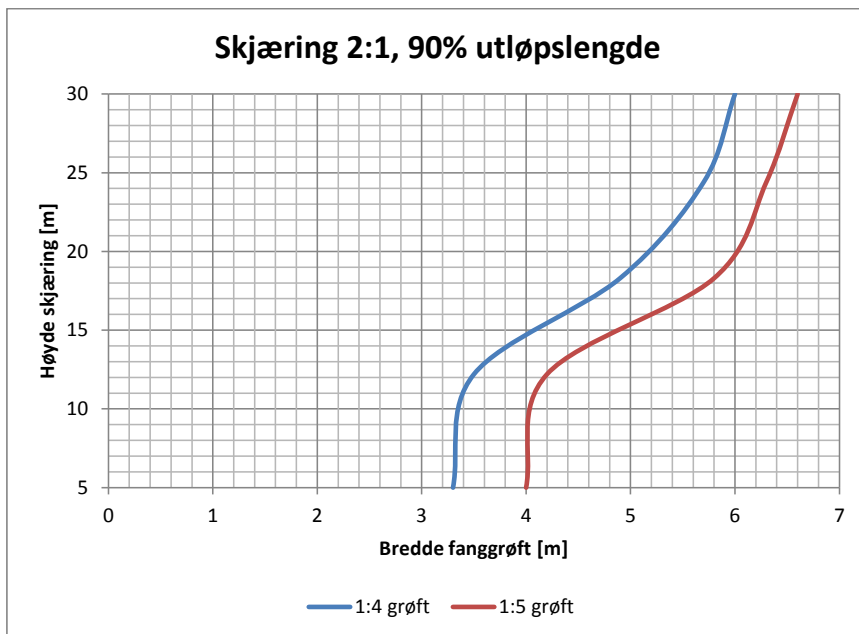
Derimot for bergskjæring 2:1 og 4:1 vil grøfteutforming ha større påvirkning på utløpslengdene noe en ser av Figur 11 og 12. Designdiagrammene kan på denne måten brukes til å vurdere utforming av grøfteskråning da vi ser at brattere grøfteskråning gir bedre fangevne og 2:1 og 4:1 bergskjæring. Kun figurer som viser 90 % kumulativ utløpslengde er tatt med for illustrasjon.



Figur 10: Designdiagram for vertikal bergskjæring med 1:4 og 1:5 grøfteskråning. For sammenligning er kravet fra Håndbok 018 (2011) tatt med i diagrammet.



Figur 11: Sammenstilt graf for blokker med 90 % kumulativ utløpslengde for 1:4 og 1:5 grøfteskråning. Effekt av grøfteutforming blir her tydelig.



Figur 12: Sammenstilt graf for kumulativ utløpslengde 90 % som viser utløpslengde ved 1:4 og 1:5 grøfteskråning.

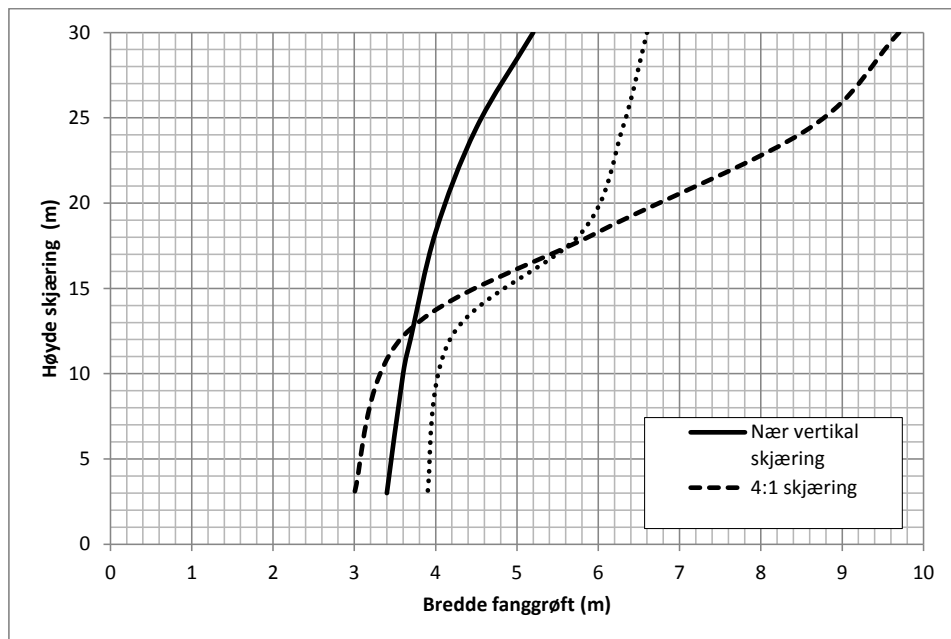
Nye krav til utforming av fanggrøft

Vegdirektoratet ønsker at fanggrøfter som standard skal utformes med 1:5 grøfteskråning. Dette for å gjøre vedlikeholdsarbeid lettere. Håndbøkene åpner imidlertid for at brattere grøfteskråning kan benyttes i enkelte tilfeller, noe som kan gjøre at bredde på fanggrøft kan reduseres for 4:1 og 2:1 bergskjæringer.

Videre har Vegdirektoratet valgt å dimensjonere fanggrøfter etter 90 % fangevne.

Eksisterende Figur 225.4 i Håndbok N200 (Figur 2) vil bli erstattet av designdiagram for valg av grøftbredde. Nye krav til grøftbredder for usikret bergskjæringer gitt i Figur 13.

Designdiagrammet er ment som støtte for å kunne bestemme nødvendig grøftbredde. Det er viktig at stedlige geologiske forhold blir tatt med i vurderinger av grøftbredde både ved prosjektering og utførelse.



Figur 13: Designdiagram som viser forslag til nye krav for bredde av fanggrøft.

Simuleringer med tilbakefylling mot bergskjæring

Ved å tilbakefylle grøft mot bergskjæring vil en stein som treffer denne få tilført en horisontalkomponent i retning mot veg. Dette vil kunne øke rotasjonsenergien til blokkene og dermed gi lengre utløpslengde. Det er også erfart at selv om det under prosjektering av veg blir avdekket behov for fanggrøft med en gitt bredde, så blir det lagt til en tilbakefylling mot bergskjæring på et senere tidspunkt f.eks. i forbindelse med trafiksikkerhetsrevisjon (TS-revisjon). Det virker også som at i mange tilfeller blir tilbakefylling lagt til av gammel vane.

I håndbøkene er det ingen spesifikke krav til materialer som skal brukes i tilbakefyllingen, men i Håndbok N200 står det "*...ved tilbakefylling mot skjæringsveggen bør det øverst anvendes masser (grus og lignende) som demper bevegelsesenergien til eventuelt nedfall*" (Statens vegvesen, 2011). Imidlertid er det erfart at det ofte benyttes masser som både er telefarlig og ikke nødvendigvis gir god dempning. Telefarlig materiale vil ha svært forskjellig dempningsevne fra sommer til vinter og fangevnen for grøft vil derfor variere.

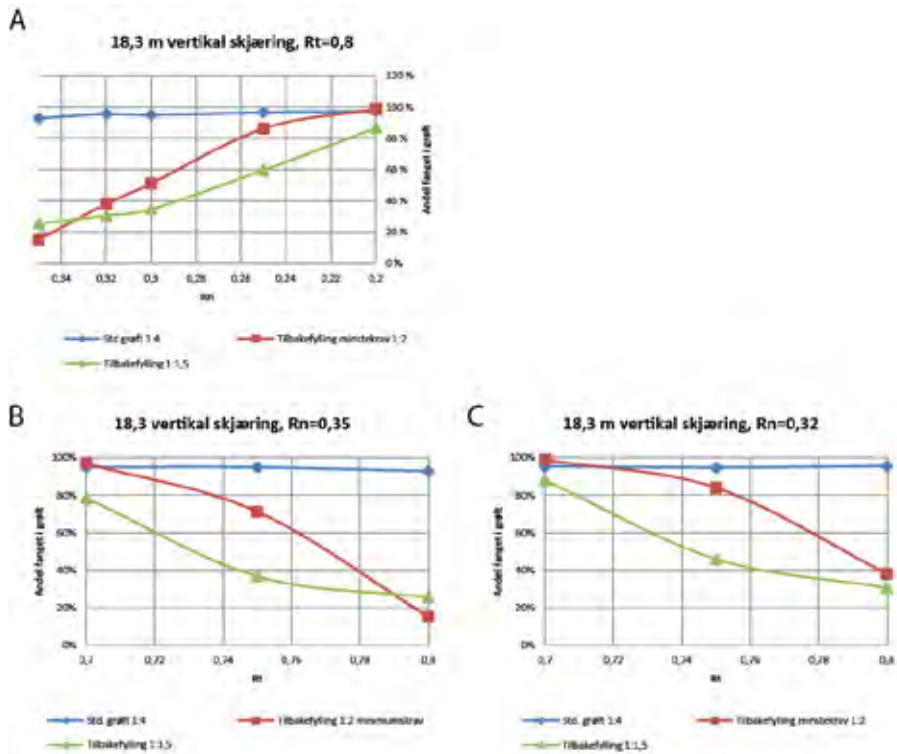
En tilbakefylt grøft har også et mindre volum til å håndtere snø og is fra brøyting og nedfall fra skjæring. Det skal derfor mindre til for at grøften blir full med is og snø slik at fangevnen reduseres ytterligere.

Det ble kjørt simuleringer av steinfall mot grøft med tilbakefylling mot bergskjæring. Siden materialet i tilbakefyllingen og dets restitusjonsparameter er ukjent, ble det gjennomført en sensitivetsanalyse. Modellen ble først kjørt med kalibrerte materialer i RocFall og deretter endret for å se på effekt på modellene. Simuleringer ble utført for vertikal og 4:1 bergskjæring med tilbakefylling 1:2 og 1:1,5.

Som vi ser av Figur 14 er modeller med tilbakefylling langt mer sensitiv for endringer i materialparameter enn modellene med standard grøfteutforming. Parameterne måtte

reduseres mye i forhold til kalibrert materiale for å greie å oppnå samme fangevne som standard fanggrøft 1:4. Ser også av modellene at fanggrøft 1:2 gir bedre fangevne enn tilbakefylt grøft 1:1,5.

For bergskjæring 4:1 får steinblokker større rotasjonsenergi, og modellene ga derfor lavere fangevne med tilbakefylling enn vertikale skjæringer med tilbakefylling.



Figur 14: Sensitivitetsanalyse for 18,3 m vertikal skjæring. **A:** R_T er holdt konstant mens R_N endres. **B,C:** R_N holdes konstant og R_T endres.

Resultater fra simuleringer indikerer at modellene er svært sensitive til materialparameter i grøft, og at tilfredsstillende fangevne (90 %) var vanskelig å oppnå både for vertikal og 4:1 skjæring. Kravene til tilbakefylling setter begrensning på grøfteskråningen, som må forlenges for å kunne forbedre fangevnen. Grøftebunn bør også om mulig utvides. Dette vil i mange tilfeller føre til at grøftebredden blir så stor at bergskjæringen befinner seg utenfor sikkerhetssonen og at denne da ikke anses som et trafikkfarlig hinder. Krav til rekkverk eller tilbakefylling vil derfor falle bort.

OPPSUMMERING OG KONKLUSJONER

På bakgrunn av dette prosjektet kan følgende oppsummeres:

- Irregulariteter i skjæringer påvirker sterkt hvor steinen har nedslag i grøft, ved at stein spretter ut fra skjæring ved kontakt. Det bør derfor tilstrebtes at bergskjæringer sprenges med glatt kontur både for å redusere utløpslengden til steinsprang, samt unngå krav om rekkverk eller tilbakefylling.
- Avstand ut til nedslagspunkt, utløpslengde og spredning av blokker øker med høyden. 4:1 skjæring gir lengre utløpslengder enn både vertikal og 2:1 skjæring.
- Størst utløpslengde oppstår når kinetisk energi (bevegelsesenergi) til blokkene blir omgjort til rotasjonsenergi.
- En økning av skjæringshøyden for vertikal skjæring påvirker utløpslengden mindre enn en økning av skjæringshøyde for 4:1 og 2:1 skjæringer.
- For vertikal skjæring er utløpslengden tilnærmet lik for 1:4, 1:5 og 1:6 grøfteskråning.
- For 4:1 og 2:1 skjæringer vil grøfteutforming påvirke utløpslengden. Grøfteskråning 1:4 reduserer utløpslengder i forhold til grøfteskråning 1:5.
- Tilbakefylling mot bergskjæring øker utløpslengden til blokkene og reduserer fangevnen til grøften.
- En tilbakefylt grøft fungerer ikke som en fanggrøft. Ved høye usikrede bergskjæringer bør ikke grøft tilbakefylles. **Dersom grøft skal tilbakefylles må den utvides, eller skjæringen detaljsikres.**

REFERANSER

- Duffy, J. D. (2012). Summary of worldwide rockfall tests. (Eberhardt et al., Red.) *Landslides and Engineered Slopes: Protecting Society through Improved Understanding*.
- Labieuse, V., & Heidenreich, B. (2009). Half-scale experimental study of rockfall impacts on sandy slopes. *Natural Hazards Earth System Sciences*, 9, s.1981-1993, doi:10.5194/nhess-9-1981-2009.
- Pfeiffer, T. J., & Bowen, T. D. (1989). Computer Simulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, XXVI(1), s.135-146.
- Pierson, L. A., Gullixson, F. C., & Chassie, R. G. (2001). *Rockfall Catchment Area Design Guide, Final Report SPR-3(032), Metric edition*. Oregon Department of Transportation (ODOT) & Federal Highway Administration.
- Ritchie, A. M. (1963). Evaluation of Rockfall and Its Control. *Highway Research Record*, 17, s.13-28.
- Rocscience. (2003). *Advanced Tutorial. Determining Input Parameters for a RocFall Analysis*. Hentet februar 2013 fra Rocscience: www.rocscience.com/assets/files/uploads/8388.pdf
- Statens vegvesen. (1998). *Håndbok 018 Vegbygging*. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2011). *Håndbok N200 Vegbygging*. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2013a). Nasjonal vegdatabank (NVDB). *Inneholder data under norsk lisens for offentlige data (NL0D) tilgjengeliggjort av Statens vegvesen*. Hentet 9. september 2013
- Statens vegvesen. (2013b). *Håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*. Statens vegvesen Vegdirektoratet.

**INGENIØRGEOLOGISKE/GEOLOGISKE LØSNINGER OG GRENSESNIITT MOT
ANDRE PROSJEKTERENDE FAG FOR Å UNNGÅ SKADER OG UHELDIGE
MILJØKONSEKVENSER VED BYGGING I OG PÅ ALUNSKIFER OG
BESLEKTEDE SVARTE LEIRSKIFRE**

Erik Endre, NGI

Sammendrag

Bygging i og på alunskifer og andre beslektede svarte leirskifre forutsetter løsninger som hindrer forvitningsreaksjoner i slike bergarter. Forvitningsreaksjoner er kjemiske reaksjoner mellom fukt/vann, oksygen og sulfidmineraler i slike svarte leirskifre. Løsninger skal derfor som prinsipp være udrenerte og vanntette. Det bør etableres et vanntett og diffusjonstett sperresjikt mot alunskifer og beslektede leirskifre. Et slikt sperresjikt bør også videreføres på eiendomsgrenser for å redusere konsekvenser av uheldige hendelser om det skjer uhell på naboeiendommer. Grunnvannspeil skal ikke senkes. Overflatevann skal ikke fordrøyes i grunnen. Det skal ikke benyttes avrettingslag mellom sperresjikt og alunskifer.

Slike svarte leirskifre skiller seg fra mer "ordinære" bergarter ved at forvitring kan skje i et mye kortere tidsperspektiv. Forvitring i "ordinære" bergarter vil gjerne skje i sprekker og svakhetssoner. Forvitring i svarte leirskifre kan omfatte hele skifervolumet. Når en etablerer høydesprang i alunskifer og beslektede svarte leirskifre kan friske overflater virke tørre. Over tid vil disse flatene ofte bli fuktige ved at slike høydesprang etablerer drivkrefter /gradienter som medfører at vann beveger seg gjennom bergartsvolumet og ut på slike vertikale flater.

Forvitningsreaksjoner kan medføre store skader på konstruksjoner over tid, uheldige miljøkonsekvenser og dårlig inn klima. Vann i kontakt med alunskifer og forvitningsmineraler som dannes kan være meget forurenset og gi etseskader på hud og slimhinner.

For å etablere helhetlige løsninger må andre prosjekterende fag (ARK, RIB, RIV, RIM) ha nødvendig innspill til de respektive fagområder slik at løsninger blir helhetlige i gjennomføringsfasen og permanent.

I tillegg skal inn klima ivaretas med hensyn til radon og radioaktiv stråling. Radonsperre sammenfaller med funksjon til diffusjonstett membran som skal hindre oksygen og fukt å komme i kontakt med de svarte leirskifre.

Permanente sikringselementer som ivaretar stabilitet bør plasseres innenfor eiendomsgrensen. Stabiliserende tiltak som er midlertidige kan vurderes plassert utenfor eiendomsgrensen. Heft for naboeiendommer bør inngå i vurderingen.

Summary

Building design on black shales must consider the weathering characteristics of black shales. There should not be drained solutions. Pipes for sewage and roof water should not be mixed with groundwater or being drained in the ground. It is vital that oxygen and moisture from air

and water is stopped with a diffusion tight membrane. Serious damage may occur in addition to severe pollution of municipal water pipes. Radon protection can be done with the same diffusion tight membrane that covers the black shale

Innledning

Ved bygging i og på alunskifer og beslektede svarte leirskifre må en unngå å velge løsninger som innebærer at det kan skje forvitring i slike bergarter. Forvitring vil innebære at sulfidmineraler i slike svarte leirskifre vil oksyderes til sulfatmineraler. For å få forvitring må det være tilgang på fukt og luft. Ved vann i bevegelse kan sulfatene som er vannløselige forbli løst i vannfasen. Ved lavere fuktighetsnivå kan sulfatmineralene vokse på bekostning av sulfidene. Sulfater krever et større volum enn sulfider, og et svelletrykk kan dannes. Alle sulfater inneholder oksygenmolekyler og har vannmolekyler knyttet til formelen. For å kunne ivareta slike svarte leirskifre som friske (uforvitret) må derfor oksygen, fukt og vann hindres å komme i kontakt med skiferen på en slik måte at den begynner å forvitte. Det er flere eksempler på at det i et ti-års perspektiv har skjedd betydelig og gjennomgripende forvitring særlig i alunskifer. Prosjektering av løsninger innebærer samhandling av flere fagområder. Det er viktig at de ulike prosjekterende fag har veiledning i hvilke løsninger som ikke vil gi uønskede forvitningsreaksjoner i alunskifer og andre svarte leirskifre.

Byggeskikk

Byggeskikk på alunskifer i Oslo sentrum er endret over tid og med ny kunnskap og overgang til mer mekanisert produksjon. Alunskifer, eller "alun" har vært kjent for å kunne utvikle svelletrykk om den ikke ble forseglet. Tidligere ble asfalt/bitumen benyttet. Det er nå flere alternative forseglingsmetoder som benyttes.

Høydesprang. De fleste løsninger ved bygging i og på alunskifer og beslektede svarte leirskifre innebærer at det etableres høydesprang. Høydesprang innebærer at det etableres gradienter som setter i gang bevegelse i vann. Det vil over tid oppstå vannsig/fukt på slike flater. Vannsig og fukt innebærer av vann beveger seg i leirskifervolumet. Vann vil reagere med de svarte leirskifre og forårsake forvitring.

Drenerte løsninger.



Figur 1: Figur til venstre viser en drenert løsning er det skjer et vannsig inn gjennom teglsteinsveggen ca en halv meter opp på veggen. Figur til høyre viser sammenblanding av grunnvann og avløpsvann fra bygning. Sannsynligvis defekte rør eller feilkoblinger fra tidligere rehabilitering.

Det har vært utført ulike løsninger for etablering av kjeller og gulv i kjellernivåer. Til i dag har det også vanlig å etablere drenerte løsninger for å ha kontroll på at grunnvann ikke skal trenge inn i bygninger.

Det anbefales ikke å etablere grunnvannspumper ved bygging i og på alunskifer og beslektede svarte leirskifre. Vann fra bygg skal holdes adskilt og ikke blandes med grunnvann. Farger i pumpesumper gir informasjon om skiferforvitring (figur 1). Pumpesumper i kjellere medfører punktforurensning på ledningsnettet.

Frittstående gulv har vært benyttet i flere byggeprosjekt. Ideen med frittstående gulv er at det etableres et fritt rom under gulv der alunskifer tillates å svulle uten at det skal skade bygning. I den tid da en benyttet bitumen som forsegling, ble bitumen over tid sprø og sprakk opp. Dette medførte tilførsel av oksygen og fuktighet fra luften. Figur 2 viser alunskifer som har utvidet seg og brukt opp rommet avsatt for volumutvidelser. Vann og avløpsledninger er skadet og defekte. Disse er blitt lekk og bidrar til videre forvitring og volumutvidelser.



Figur 2: Bildet til venstre, forvitring med volumutvidelse under frittstående gulv. Legg her merke til forvittringsomfang og at det er etablert drenert løsning. Drenert løsning innebærer både potensielle skader på bygninger og miljøbelastning ved at sigevann kan være kraftig anrikt på tungmetaller, uran og aluminium. Bildet til høyre viser en pumpesump. Denne drenerer grunnvann og pumper forurenset vann med tungmetaller og uran ut på ledningsnettet. Se også figur 5.

Etablering av graveplan. Det skal ikke undersprenges ved uttak av svarte leirskifre. Undersprengning medfører oppriving av bergmassen og etablering av sprekker og riss som kan transportere vann. En risikerer da å skape en dynamisk situasjon. Vann i bevegelse er en dynamisk situasjon. Blottlagte flater med alunskifer skal tildekkes/forsegles uten unødig forsinkelse.

Kappilærsug er en lite påaktet mekanisme som kan påføre store skader over tid. Der teglstein er i kontakt med alunskifer og beslektede svarte leirskifre, kan fuktvandring skje fra fuktige områder til områder med lavere fuktighet. Flater med lavere fuktighet kan være innvendige veggflater. Typiske skader på teglsteinsvegger i kontakt med alunskifer er utfelling av sulfater. Det er flere typer sulfater (murbransjen kaller disse salter) som kan gi skader ved effloresens og subfloresens. Effloresens er utfellinger på teglsteinoverflaten mens ved subfloresens skjer utfellinger og krystallvekst inne i teglsteinen og i mørtelfuger.

Skadereduserende tiltak må ta utgangspunkt i hvilke(t) mineral(er) som forårsaker skader. Det er ulike tiltak knyttet til reduksjon av skadeomfang for de ulike sulfatene. Generelt gjelder at kan en redusere omfang av overmetning (supersaturation) i porer/kapillære strukturer i teglstein, så kan en begrense krystallvekst med krystallisasjonstrykk.



Figur 3: Figur til venstre viser magnesiumsulfat som krystalliserer inne i teglstein. Det er en gradient fra fukt i kontakt med alunskifer og inn i bygning med tørre veggflater. Fagområdet med denne kompetanse er uklart. Figur til høyre viser forsegling påført alunskifer der ikke all forvitret materiale er fjernet. I bildet vises dannelse av sulfater gjennom membran. Over mineralene vises strekk i membranen som skyldes fortsatt volumutvidelser i alunskiferen. Det er også her fuktgradient fra skifervolumet og ut mot tørrere luft.

Bygningsfysikk. Det er en utfordring ved rehabilitering av teglsteinsgårder å holde duggpunktet på riktig sted i konstruksjonen. Diffusjonsåpne løsninger kan legge til rette for et åpent system og uønsket forvitring på steder som blir lukket for oppfølging. Dette kan medvirke til forkortet levetid på investeringer ved rehabilitering. Det kan også medvirke til forurensning da dette kan være et dynamisk/åpnet system blant annet for vannsig. Figur 4 viser et eksempel der det var etablert en lettvegg ca. 50 centimeter fra yttervegg. Hulrommet var mettet av fukt med kondens på flater. Denne ble erstattet med en vanntett løsning med kontaktstøp mot yttervegg og påføring av et diffusjonstett, radontett og vanntett sjikt



Figur 4: Bildet til høyre viser en drenert løsning der det bak en innvendig vegg drenerte fra gateplan gjennom skiferen og under gulv. Denne løsningen ble erstattet med kontaktstøp og impregnering av skifer, magerbetong og bitumenpolymermembran på magerbetongen.

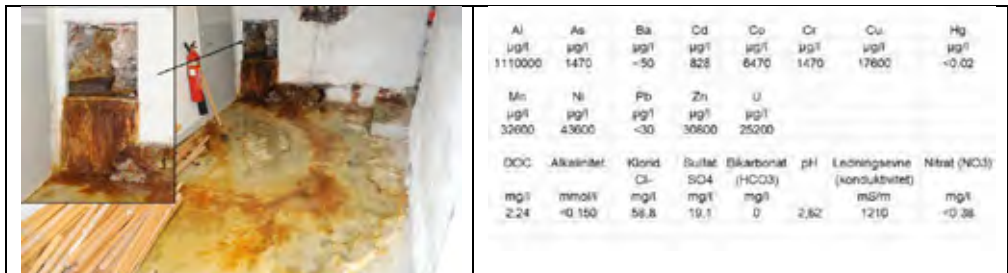
Grunnvannspeil. Grunnvann i svarte leirskifer beveger seg ikke primært på definerte sprekker, men gjennom bergmassen. En kan ofte etter en tid sette en horisontal strek på vertikale flater der det skjer et vannsig. Dette er viktig å være klar over, da friske flater ofte kan virke tørre.

Figur 4 viser et eksempel ved etablering av en heissjakt. Etter ca et døgn ble flaten fuktig, vist ved mørke partier i figur 4. Alunskifer er ikke således ikke en tett bergart.



Figur 5: Bildet til venstre viser vannsig på vertikal flate ved etablering av heissjakt. Vannsig skjer her på flere nivåer. Figur til høyre viser vannsig ut mot en area. Kapillærsug opp i skifervolumet over vannspeil. Skifervolumet er gjennomforvitret med en betydelig volumutvidelse (figur 2, venstre bilde).

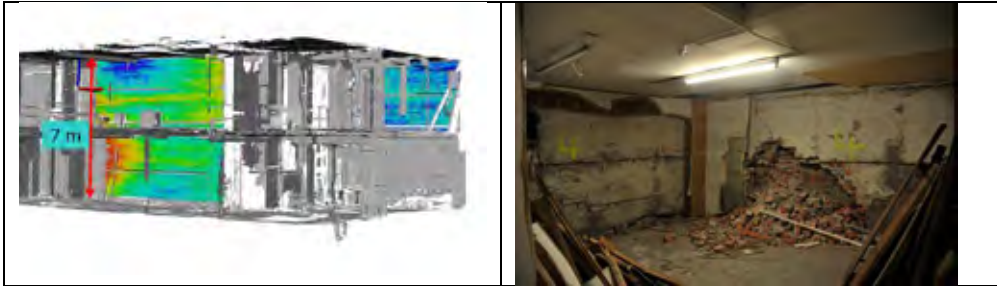
Sårbarhet for uheldige situasjoner som oppstår i naboeiendommer. Det er et godt prinsipp å redusere konsekvenser ved uheldige situasjoner på naboeiendommer. Et fysisk vanntett og diffusjonstett skille mot naboeiendommen er et godt prinsipp.



Figur 6: Innlekkasje/oversvømmelse som følge defekt drenering på naboeiendom. Tabell til høyre viser kjemisk sammensetning på vannet.

Forhold som ikke gir langvarige løsninger. Det kan være situasjoner der faglig god rehabilitering er uønsket. Situasjonen for utleibare arealer i sentrale områder i Oslo kan være slik at leiekontrakten er tidsbegrenset. Arealbruk og innvendige løsninger endres ved inngåelse av nye leiekontrakter. Det kan derfor være at tiltak skal dimensjoneres for f.eks 5 år eller 10 år. Det avgjørende for byggherre er derfor kortest mulig tid knyttet til rehabilitering (og tap av leieinntekter).

Rehabilitering medfører større grad av tilpasning. Skadeomfang kan være uoversiktlig og komplisert. En bør vurdere scanning av bygninger for å få en oversikt over skadeomfang. K34.



Figur 7: LIDARscan av bygninger kan gi svært nødvendig informasjon over skadeomfang i en bygning. LIDARscan kan gi et riktigere bilde av omfang av deformasjoner. Det kan være et uvurderlig verktøy i risikovurdering og prosjektering av tiltak med RIB. Figur til høyre viser skader ved utfall av vegg. Det er ikke umiddelbart enkelt å dimensjonere stabilitet og tiltak basert på denne observasjonen.

Figur 7. Viser resultat av LIDARscan. Fargenyanser viser avvik fra loddlinjen. LIDARscan er benyttet som beslutningsverktøy ved flere prosjekt og har gitt uvurderlig informasjon om skadeomfang. Vanligvis ser en innsiden av vegger i enkelte rom. Bildet til venstre viser utfall av vegg i det området som ble scannet (venstre i figur 7).

Tørrmurer som fundamenter for bygninger

Bruk av tørrmurer til fundamentering av bygninger tilhører fortiden. Ved rehabilitering av eldre teglsteinsgårder dukker disse opp fra glemselen. I mange tilfeller har ingeniørgeologen bedre forutsetninger enn RIB til å vurdere stabilitet for tørresteinmurer. Slike stablemurer kan ha ymse kvalitet.



Figur 8: Bildet til venstre viser mur av stablestein (tørrmur) med dårlig stabilitet. Her ble det benyttet "key block" vurdering. Bildet til høyre viser en forblendingsmur på veg ut i rommet. Fundamentenes stabilitet avhenger her også av bæreevne for alunskiferen som er gjennomforvitret og skyver vegg ut.

Dimensjonering og valg av stabiliserende tiltak vil være et samarbeid med RIB og ofte den utførende ENT. Avhengig av kontraktsform, kan det være svært fuktbart å samarbeide også med utførende for å finne den beste løsningen. Her vil ENT sin kompetanse og tilgjengelig utstyr kunne være avgjørende for valg. En kan da se på risiko, tid og kostnader for ulike alternativer.

Stabilisering av veggliv kan skje ved understøp (pilastre), innvendig støttekonstruksjoner eller tiltak som går ut over eiendomsgrensen. Ved etablering av stabiliserende tiltak som går ut over eiendomsgrenser, bør disse tiltakene kun være midlertidige og ikke permanente. Eksempler på stabiliserende tiltak som krysser eiendomsgrenser er bolter og stag.

Forsegling – alternative metoder og materialer.

Et diffusjonstett og vanntett sperresjikt kan enten legges /påføres rett på alunskiferoverflaten, eller påføres et lag magerbetong, sprøytebetong eller tilsvarende som er lagt på alunskiferflaten. Årsak til å velge å påføre et lag magebetong eller sprøytebetong er flere. Ved bruk av membraner som sprøytes på overflaten, vil en få et bedre resultat om en påfører en sprøytbar membran mot en mer jevn overflate enn den taggede alunskiferflaten. De påsprøytbare membraner har også ulike materialegenskaper. Dette gjelder fysiske egenskaper som styrke, strekkeegenskaper og evne til å inngå som en monolittisk binding til betong/sprøytebetong. Andre forhold er kostnader, tidsbruk og sårbarhet for tilstrekkelig kvalitet ved utførelse og logistikk ved utførelse. Mulighet for reparasjon av eventuelle skader etter påføring kan også være avgjørende for valg av type membran.

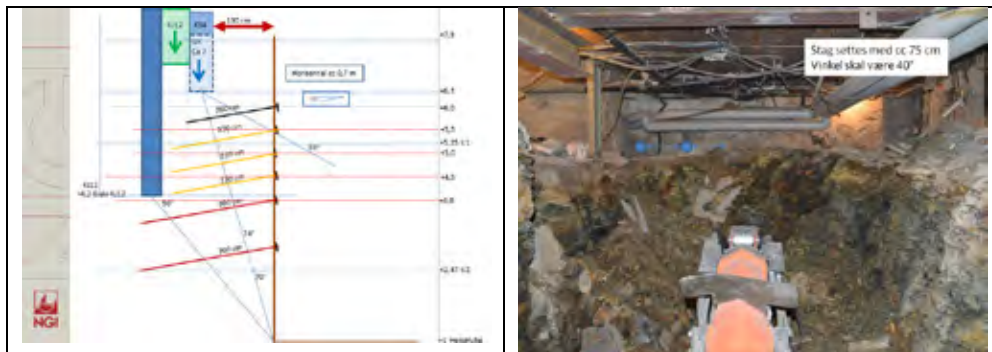
Uansett metode må en ha kontroll på forvittringsomfanget i skifervolumene som forsegles. Det kan være nødvendig i tillegg å impregnere alunskifer volumet i tillegg til en overflateforsegling. Er det forvitret skifer som skal forsegles må en impregnering vurderes. Om det skjer forvittringsreaksjoner under tettsjiktet, kan dette risses opp og skaden er skjedd. Det er også spesielt viktig å ha vurdert *fuktighetsnivå*, om dette vil endres som følge av tiltakene og hva som er konsekvensene av et endret fuktighetsnivå.

ARK

ARK kan prosjektere løsninger som kan gi usikkerhet med hensyn til gjennomføringsevne, kostnader og konsekvenser. Det har konsekvenser om kjellernivåer plasseres over eller under vannspeil, og om foreslåtte løsninger blir unødig kostbare å gjennomføre.

RIB

RIB er den viktigste faggruppen av andre prosjekterende. RIB kan med utgangspunkt i andre bergartstyper overvurdere blant annet bæreevne, prosjektere drenering under gulv, foreslå undersprengning og beskrive uheldig geometri. I tilfeller der bergsirking etableres utenfor



Figur 9: Etablering av heissjakt. I dette tilfellet måtte stag settes slik at de gikk inn mot og under naboeiendom. RIB prosjektert heissjakten slik at den kunne ta laster fra vegglivet til de to naboeiendommer. I permanent situasjon er boltene overflødiggjort. Det var trange arbeidsforhold og nært samarbeid med utførende ENT.

eiendomsgrensen, bør RIB prosjektere konstruksjoner så kraftige at de kan ta opp laster bergsikringen normalt ville tatt. RIB gir laster for fundamenteringen. RIG beregner bæreevne for bergvolumet. Ved rehabiliteringer omlagres ofte laster for bygget. Det er ved slike arbeider viktig både å beregne endringer som følge av avlastning og pålagring av laster.

Dimensjonerende flatetrykk kan være 3 MPa for bergvolumet. Dimensjonerende flatetrykk vil også avhenge av geometrien på laster som skal føres ned.

Det har vært en tommelfingerregel i bransjen at 2MPa skal være et trygg verdi for dimensjonerende svelletrykk. Svelletrykk kan utvikles om alunskifer får forvitte med tilgang på fukt og oksygen. Årsak til utvikling av svelletrykk er at ved forvitningsreaksjoner der sulfider oksyderes til sulfater, skjer det også en volumutvidelse. Alle sulfater som dannes har vannmolekyler bundet til mineralformelen. Sulfatmineraler har større volum enn sulfider de er dannet av. En kan ikke utelukke leirmineraler som kan ta opp vannmolekyler også medvirker til svelletrykk. Skal en ha kontroll på forvitring og dermed også svelletrykk må en ha kontroll på tilgangen på fukt/vann og oksygen. Fukthighetsnivået har betydning for utvikling og vekst av svelletrykksmineraler.

RIV

Grensesnitt naboeiendommer. Rør i grunnen krysser eiendomsgrenser. Ved bygging i og på alunskifer og beslektede bergarter må det i grensesnittene også etableres vanntett og diffusjonstette løsninger. Rørføringer plasseres over det diffusjonstette sjikt og kan støpes inn i bunnplate. Det anbefales ikke å plassere VA rør for bygget under diffusjonstett sjikt.

Fordrøyningsbasseng for vann fra bygning må ofte prosjekteres som en ny løsning. RIV kam foreslå løsninger med fordrøyning vann i grunnen. En slik løsning kan ha et stort framtidig skadepotensiale om oksygenrikt vann i perioder tilføres alunskifer og beslektede svarte leirskifre.

Det er ganske vanlig å se kummer i overvannshåndtering uten bunntetting. Resultatet er at friskt overflatevann dreneres i grunnen. Dette kan medføre betydelige skader på tilgrensende eiendommer. Vannsig gjennom veggen i G5-7.

Skill fysisk grunnvann og vann fra bygg (overflatevann og bruksvann). Overflatevann og grunnvann skal ikke blandes. Grunnvann skal holdes i ro. De prosjekterte løsninger skal ivareta dette

Grøfteforskriften dekker heller ikke en fullstendig risikovurdering ved å ta seg ned i grunnen.

RIM

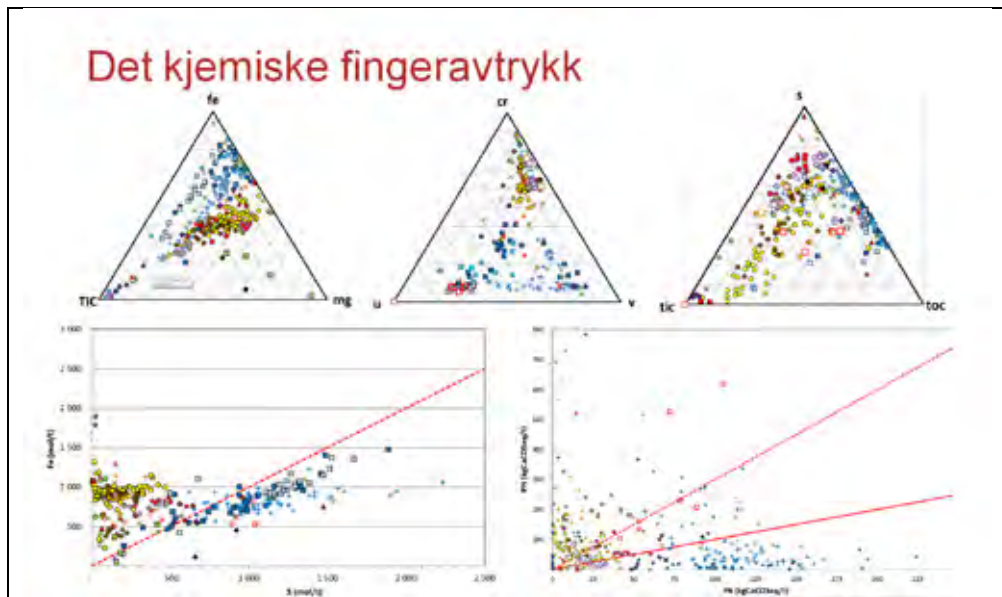
Tiltaksplan i prosjekter med alunskifer og beslektede bergarter i grunnen må foruten avklaring av deponikategori også omtale håndtering av vann og utslipp på offentlig nett.

Forurensningsforskriften omtaler slike svarte leirskifre som bergarter som danner syre i kontakt med vann og luft. Forvitningsomfang er sterkt avhengig av ved hvilken pH forvitring skjer. Det er ulike drivkrefter som akselererer forvitring ved ulike pH verdier. I gruvesammenheng omtales ofte avrenning fra sulfidrike malmer som ARD (Acid Rock Drainage) eller AMD (Acid Mine Drainage). En skal være klar over at det skjer sulfidforvitring også ved nøytrale pH verdier (Neutral Rock Drainage). Det vil være ulike rensetiltak for å fjerne tungmetaller og uran løst ved nøytrale pH verdier og ved lave pH-verdier. Figur 8 viser vannsig inn gjennom en teglsteinsvegg. Vannets kjemiske sammensetning er vist i tabellen i figur 8. Dette vannet skulle vært ledet ut på ledningsnett...

Deponialternativer

Avfall/overskuddsmasser skal karakteriseres ved levering deponi. Det er ulike svarte leirskifre ikke bare alunskifer – og de har ulike forurensende potensiale. Det er derfor viktig både for projektøkonomien og potensiell forurensning å kjenne de ulike svarte leirskiferhorisontenes egenskaper.

Karakterisering svarte leirskifre



Figur 10: Kjemisk karakterisering og identifisering av svarte leirskifre ved en metode utviklet av NGI. Trekantdiagram i kombinasjon gjør det mulig å identifisere hvilken leirskifer analysen kommer fra. Nede til venstre er vist Fe/S for å kontrollere mengdeforholdet mellom jern og svovel. Figuren nede til høyre gir en indikasjon på det syredannende potensialet.

Ved karakterisering av svarte leirskifre vurderes syredannende potensiale. NGI har utviklet en metode for karakterisering av leirskifre som gjør det mulig å identifisere hvilken leirskiferhorisont analysen stammer fra. I tillegg gjør vi en såkalt AP (Acidic potential)/NP (Neutralisation potential) analyse i kombinasjon med vurdering av mengdeforholdet mellom jern (Fe) og svovel (S) og trekantdiagrammer som gjør det mulig å identifisere hvilken leirskifer prøven er tatt fra.

Den kambro-siluriske lagrekken er nyttig å ha kjennskap til. Figur 11 viser deler av denne lagrekken, noe modifisert fra Owen et al (1995). Gule markeringer viser horisonter karakterisert som svart leirskifer. Det må avklares om de to øverste gule markerte Nakkholmen og Venstøp har et syredannende potensiale. Det bør også være en vurdering av om tungmetaller er bundet i sulfider eller i oksyder.

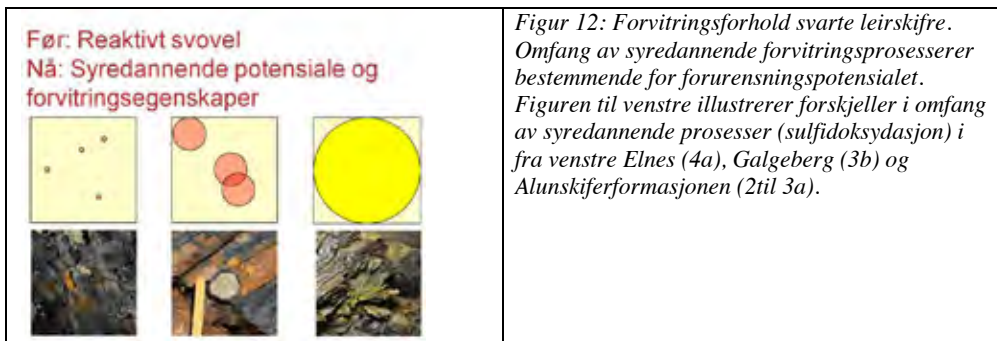
Lagrekken

Original numbering of stages	Oslo – Asker Formations	Hadeland	Hamar Region (Mjøsa)	NGU Groups in Geol. maps	Age
4d	Skogerholmen			Oslo	Mid 4aa to Late Ordovician (5b)
4cy	Skjerholmen			Oslo	
4cβ	Grimstøya			Oslo	
4ca	Venstøp			Oslo	
4bδ	Solvang			Oslo	
4by	Nakkholmen			Oslo	
4bβ	Frognerkilen			Oslo	
4ba	Arnestad	Arnestad	Arnestad	Oslo	
4aβ	Vollen	Vollen	Vollen	Oslo	
4aa	Elnes	Elnes	Elnes (Bjerge)	Oslo	
3c	Huk FM	Huk FM	Huk FM	Røyken	Early Ordovician (2c-3c)
3b	Tøyen FM	Tøyen FM	Tøyen FM	Røyken	
3ay	Bjærkåsholmen	Bjærkåsholmen	Bjærkåsholmen	Røyken	
1 – 3aβ	Alum shale FM	Alum shale FM	Alum shale FM	Røyken	Mid Cambrian (1c – 2d)

Figur 11: Lagrekken nedre del av kambro-silur modifisert etter Owen et al (1995) Tabellen viser navn på de ulike leirskifre i Oslofeltets kambro-silurlagrekken. Videre er det trukket en parallell til navnsetting i geologiske kart (NGU grupper).

Karakteristiske trekk.

Svarte leirskifre og særlig alunskifer kalles ofte flisberg. Når svarte leirskifre forvitrer (over vannspeilet) vil de ved forvitring utvikle en flakstruktur der flak kan være millimeter tynne.



Det er ikke bare alunskifer som kan utvikle svelletrykk. Elnesformasjonen forårsaker skader i lette konstruksjoner på bygninger ved Ankerskogen svømmehall på Hamar. Her var det benyttet et ca 20 -30 cm tykt lag av Elnes skifer som avrettingslag.

Samhandling ARK, RIB, RIG, RIV og RIM

Riktige løsninger forutsetter samhandling og forståelse av de respektive fagenes forutsetninger. Kunnskaper om geologien er naturlig innenfor RIG sitt ansvarsområde. Samhandling med andre prosjekterende er nødvendig for å ivareta langsiktige og helhetlige løsninger.

DIREKTE FUNDAMENTERING PÅ BERGGRUNNEN, QUA VADIS?**SHALLOW FOUNDATION ON ROCK MASS, QUO VADIS?**

Sivilingeniør Tore Valstad, NGI
Tekn. Dr. Roger Olsson, COWI AS

SAMMENDRAG

I Norge i dag finnes det ingen veiledninger eller normer for hvordan direkte fundamentering på berg bør behandles. For eksempel anbefaler Statens vegvesen at man skal vurdere tillatt såletrykk med basis i enaksial trykkfasthet for intakt berg gitt i håndbok "Geoteknikk for veibygging". Men det sies ikke noe om hvordan innflytelsen av bergmassens oppsprekingsgrad skal behandles. Vanlig praksis er at man setter tillatt såletrykk til maksimalt 10-12 MPa for den beste berggrunnen. Denne verdien reduseres for svakere bergarter eller når oppsprekningen blir mer intens.

I denne artikkelen gjennomgås noen bergmekaniske tanker rundt berggrunnens oppførsel under et fundament. Videre oppsummeres noen tilgjengelige metoder for å bestemme tillatt såletrykk. Det er også sammenstilt flere kilder som gir tabellverdier for preliminær bestemmelse av tillatt såletrykk. Det er slående at de fleste gir relativt like verdier, uten noen form for bakgrunn.

En første anbefaling vil være å bruke tabellverdier på tillatt såletrykk tidlig i prosessen og ha en fleksibel løsning som lett kan tilpasses berggrunnen etter som mer informasjon blir tilgjengelig. Det bør være mulig å justere dimensjoner, sålenivå og tillatt såletrykket når berggrunnen er avdekket, og den bergmassen det skal fundamenteres på kan kartlegges i detalj.

Den andre anbefalingen vil være at man med bakgrunn i en klassifisering av bergmassen har en prosedyre for hvordan tillatt såletrykk skal bestemmes. Her må både den enaksiale trykkfastheten av intakt berg og oppsprekningen av berggrunnen inngå. Anbefalt klassifiseringssystem er Rock Mass Rating (RMR). Etter klassifisering av berggrunnen med RMR og bestemmelse av trykkfasthet med enkle feltmetoder, pekes det på en metode for å bestemme tillatt såletrykk.

Tillatt såletrykk for en sterk bergart med liten oppsprekking vil være bestemt av betongkvaliteten i fundamentene. Dette betyr at tillatt såletrykk for sterke bergarter bør kunne økes til i alle fall 20 MPa, det vil si det dobbelte av det som er vanlig praksis i Norge i dag. Det er først ved RMR-verdier under 70 til 80 eller for de svakeste bergarter som tillatt såletrykk blir bestemt av egenskapene til berggrunnen.

SUMMARY

In Norway today there are no guidelines or standards for how direct foundations on rock should be treated. For example, the Norwegian Public Roads Administration recommendations stated that the allowable bearing pressure should be evaluated based on uniaxial compressive strength of intact rock for similar rock type given in the manual "Geotechnics for road construction". However, the manual does not say anything about how the influence of the jointing of the rock mass should be considered to determine the allowable bearing pressure. The common practice is to set the allowable bearing pressure to a maximum of 10 to 12 MPa for the best rock conditions. This value will be decreased for weaker rock types or when the jointing becomes more intense.

In this paper, some rock mechanical thoughts are reviewed about the behaviour of the rock under a foundation. Furthermore, some of the available methods for determining the allowable bearing pressure are summarized. There are also compiled several sources that provide table values for preliminary determination of the allowable bearing pressure. It is striking that most source have relatively similar values, without any revealing about the background.

One recommendation would be to use table values to assess allowable bearing pressure early in the design process, and have a flexible solution that can be easily adapted as more information about the rock conditions becomes available. It should be possible to adjust the dimensions, foundation level and allowable bearing pressure when bedrock is exposed and the rock mass below the foundations can be mapped in detail.

The second recommendation would be to have a procedure to determine the allowable bearing pressure based on a classification of the rock mass. Here, both the uniaxial compressive strength of intact rock and fracturing of the rock must be included. The recommended classification system is Rock Mass Rating (RMR). After classification with RMR, and determination of uniaxial compressive strength with simple field methods, a method for determining the allowable bearing pressure is outlined.

Allowable bearing pressure for a strong rock with limited jointing will be determined by the design stress for concrete in the foundation. This signifies that permitted sole pressure for strong rocks should be increased to at least 20 MPa, i.e. twice, what is common practice in Norway today. It is only when RMR values fall below 70 to 80 or for the weakest rocks that allowable bearing pressure is determined by the properties of the rock mass.

1. INNLEDNING

Det meste som fundamenteres på berg i Norge blir egentlig fundamentert på en pute av under-sprengt berg og knuste avrettingsmasser. For såletrykk på inntil 500 kPa er det vanlig å for-skale fundamentene oppå en slik pute etter at massene er gitt en normal komprimering. Denne byggeskikken ble introdusert tidlig på 60-tallet. Igjen var det svenskene som gikk foran og laget anvisninger til hvordan det skal gjøres, Calding et.al. (1965). Dyrere arbeidskraft og bedre komprimeringsutstyr var den direkte årsak til at man så seg om etter en mer rasjonell utførelse enn finrensk av en sprengt såle og forskaling tilpasset sprengingsprofilen.

For tyngre byggverk for eksempel hus over fire – fem etasjer, bruer, betongdammer og konstruksjoner med store horisontalkrefter er direkte fundamentering fortsatt god praksis. Det er dette temaet vi skal behandle. Mye av norsk berggrunn har trykkfasthet som er høyere enn

den betongen vi skal støpe i fundamentene. Så lenge oppsprekkingen i berggrunnen er minimal vil derfor betongens fasthet være bestemmende for såletrykket man kan legge til grunn for dimensjoneringen av fundamentene. Mange vil derfor hevde at bæreevne av berggrunnen er bare av akademisk interesse. For tunge konstruksjoner vil likevel berggrunnen være med å bestemme dimensjonene på fundamentene. Det gjelder især når fundamentene blir store i forhold til sprekkavstanden eller når fundamentene plasseres nær en kanten på bergskråning.

Ofte blir fundamentene dimensjonert ut fra et tillatt såletrykk bestemmes på grunnlag av et overflatisk kjennskap til berggrunnen. Når berggrunnen er avdekket og inspeksjon mulig, må antagelsene som er gjort bekrefte. Det er derfor viktig at man har et fleksibelt opplegg for justering av fundamentene dersom berggrunnen viser seg å være annerledes enn den opprinnelige antagelsen.

Det er få tilfeller, vi kjenner til, at det er utført omfattende grunnundersøkelser for fundamenter på berg. Som regel blir det utført enkle sonderinger for å bestemme dybden til berg. Disse sonderingene kan i noen grad si litt om graden av oppsprekking i bergoverflaten. Dagen praksis å sondere tre meter ned i berg er imidlertid ikke dype nok til at man kan si noe om oppsprekkingen under et stort fundament. For et brufundament burde sonderingene utføres til en dybde som er minst en fundamentbredde under underkant av fundamentplaten.

For fundamenter på svake bergarter, som for eksempel svartskifer, er det ikke uvanlig med kjerneboring. Et annet eksempel på kjerneboring er fundamentene under hovedtårnene på Hålogalandsbrua. Her fundamenteres nå tårnene 50 til 100m fra land. Da er det berettiget å undersøke at berggrunnen på sjøbunnen er det samme som på land.

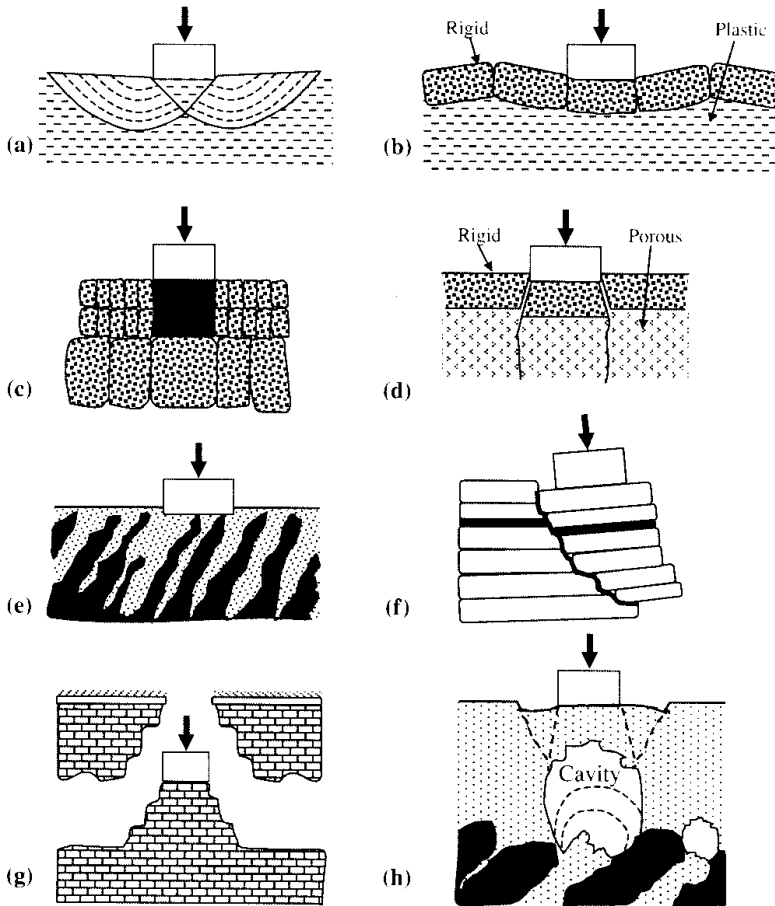
2. BERGTEKNISK / INGENIØRGEOLOGISK TILNÆRMING

Som nevnt innledningsvis er berg som byggegrunn som regel problemfri. Det finnes imidlertid en del fallgruver som fortjener en geologisk vurdering av grunnforholdene før man går i gang med fundamentering litt utenom allfarvei, Figur 1 viser noen av disse fallgruvene. Ved prosjektering av byggverk er det ingeniørgeologiens oppgave å sortere ut slik at men ikke har problemstillinger som vist på figur 1. Metodene som vi behandler her i forutsetter at det ikke er noen slike strukturelle stabilitetsproblem.

Videre vil det alltid være nødvendig å etablere en forståelse for hvordan berggrunnen reagerer på belastningen fra fundamentet for å bestemme bæreevne samt å holde forskyvningene innenfor en akseptabel nivå. For tunge konstruksjoner, som for eksempel fritt frambygg (FFB), bruer er også stivhet av berggrunnen en viktig faktor for samvirke mellom konstruksjon og grunnen. For hvelvdammer er samvirke mellom berggrunn og betonghvelvet avgjørende for spenninger og deformasjoner i hvelvet.

Bestemmelse av såletrykk, dvs. bæreevne og setninger, for berggrunnen under et fundament kan gjøres ved hjelp av en eller flere av følgende metoder:

- fullskala forsøk
- modellforsøk
- beregningsmetoder basert på boringer og laborieforsøk på kjerneprøver
- empiriske regler basert på klassifisering av berggrunnen
- standarder/koder



Figur 1 Brudd i fundamenter på berg: (a) skjærbrudd av Prandtl-type i bløtt berg, (b) skjærbrudd i et sprøtt lag over bløtt berg, (c) sammentrykking av sprekker med forvitret overflate, (d) Sammentrykking og gjennomlokking er sprøtt lag over porøst berg, (e) brudd i pinakler i dypforvitret berg, (f) brudd i skråning under lasten av et fundament på kanten, (g) kollaps av en grotte like under overflaten og (h) innsynkning dannet ved erosjon inn i en grotte. (Kilde Franklin and Dusseault, 1989 og Canadian Foundation Engineering Manual, 2006)

Fullskalaforsøk vil selvsagt gi de beste resultatene, men disse er svært dyre og tidskrevende og vil derfor sjelden utføres. Standard koder gir mange ganger relativt konservative resultat og varierende størrelser på bæreevne. Beregningsmetoder inneholder mange antakelser og kan derfor være besværlige. Ved preliminær design kan tillatt såletrykk raskt estimeres ved hjelp av empiriske metoder. De fleste empiriske metodene er relatert til en klassifisering av bergmassen som for eksempel RMR, GSI eller Q-metoden.

Man må være klar over at såletrykket som prosjekteringen skal komme frem til er for bergmassen, ikke for intakt berg. Dette gjør prosjekteringen vesentlig vanskelig ettersom styrkeparametere må bestemmes for bergmassen.

Det er gjennomgått et antall relevante kilder som gir et tallverdi på bæreevne eller kurver for bestemmelse av tillatt såletrykk basert på en klassifisering av bergmassen eller ved hjelp av beregningsmetoder. Det finnes ikke noen relevante norske kilder.

De ulike kildene gir ulike nivåer på såletrykk og bæreevne. For enkelhet skyld velger vi å bruke de engelske termene og forklaringene. Kildene skiller mellom:

- Allowable bearing pressure, = Tillatt såletrykk
- Ultimate bearing capacity, = Bæreevne

Disse er i litteraturen forklart som:

Allowable bearing pressure. The maximum allowable bearing pressure that may be applied at the base of the foundation, taking into account the ultimate bearing capacity of the soil or rock, the amount and kind of settlement expected and the ability of the structure to accommodate such settlement. [NOTE : The allowable bearing pressure is a combined function of the site conditions, including all construction in the vicinity, and the characteristics of the proposed foundation/structure.]

Ultimate bearing capacity. The value of the loading intensity for a particular foundation at which the resistance of the bearing stratum becomes fully mobilized or undergoes substantial deformation.

Fra 2010 skal vi i også forholde oss til Eurocode 7 som sier at alle tenkelige grensetilstander skal kontrolleres. Dette vil i prinsipp være bruksgrensetilstand (SLS), bruddgrensetilstand (ULS) og ulykkesgrensetilstand (ALS). Vi har relatert de overnevnte begrepene til Eurocode 7 som følger:

- Tillatt såletrykk (allowable bearing pressure) er relatert både til bruddgrensetilstand og til bruksgrensetilstand. Med tillatt såletrykk så skal fundamentet både tilfredsstillende krav til sikkerhet mot brudd og setningene skal være innenfor funksjonskravene til konstruksjonen som fundamentet skal bære.
- Bæreevne er direkte relatert til kan bruddgrensetilstand, men uten å tilfredsstillende noe krav til sikkerhet.

Eurokode 7 gir generelle regler for hvordan materialeegenskapene til berg skal bedømmes i kapittel 3. Sålefundamentering på berg er behandlet i avsnitt 6.7. Her er det angitt hva man skal ta hensyn til ved prosjekteringen. Det konstateres at:

"Sålefundamenter på berg kan vanligvis dimensjoneres ved bruk av metoden antatt bæreevne."

Hva denne metoden består i er ikke nærmere beskrevet.

3. SAMMENSTILLING AV METODER

3.1 Kilder

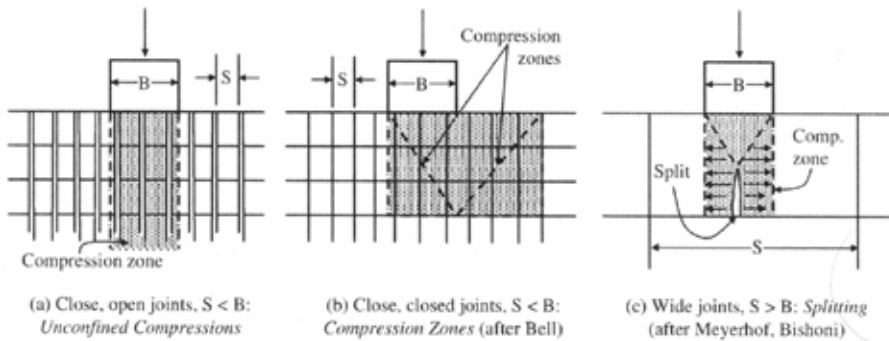
Det er mange kilder som gir anbefalinger for hvordan såletrykk ved direkte fundamentering på berg skal vurderes og bestemmes. Dersom man skal gruppere kildene så kan dette gjøres i fire kategorier:

- Teoretiske betraktninger (*Bishoni 1968, Goodman 1989, Hoek & Brown 1980 og 1988*)
- Kurver eller tabeller, sammenstilt fra fysiske forsøk hovedsakelig utført i prøvestoller (*Peck et al 1974, Mehrotra 1992*)
- Tabeller og kurver som viser tillatt såletrykk, avhengig av oppsprekking og styrke på berget (*Canadian Foundation Engineering Manual 2006, British Standard (BS) 8004:1986*)
- Tabell for tillatt såletrykk avhengig av bergart, og til vis grad forvitring (*Peck et al 1974, Goodman 1989, British Standard (BS) 8004:1986, Canadian Foundation Engineering Manual 2006, BRO 94, Bergdahl et al (1993), Code of Practice for Foundation 2004*)

Nedenfor har vi forsøkt å sammenstille noen kilder og gruppert som ovenfor.

3.2 Beregningsmodeller

Det finnes et utall modeller for beregning av bæreevne av fundamenter basert på plastisitetsteori. Disse er anvendbare for fundament som vist i figur 1a. I praksis har ligningene, med de tilhørende bruddmodellene, støttet fra modellforsøk for å ta inn effekten av fundamentform, fundamentdybde, lasthelning, osv. Ligningene er semi-empiriske approksimasjoner til den teoretisk bruddmodellen og modellforsøkene. For bæreevnebrudd i harde, sprøtt berg, se figur 1b og 1d, er utvalget av bruddmodeller mindre.



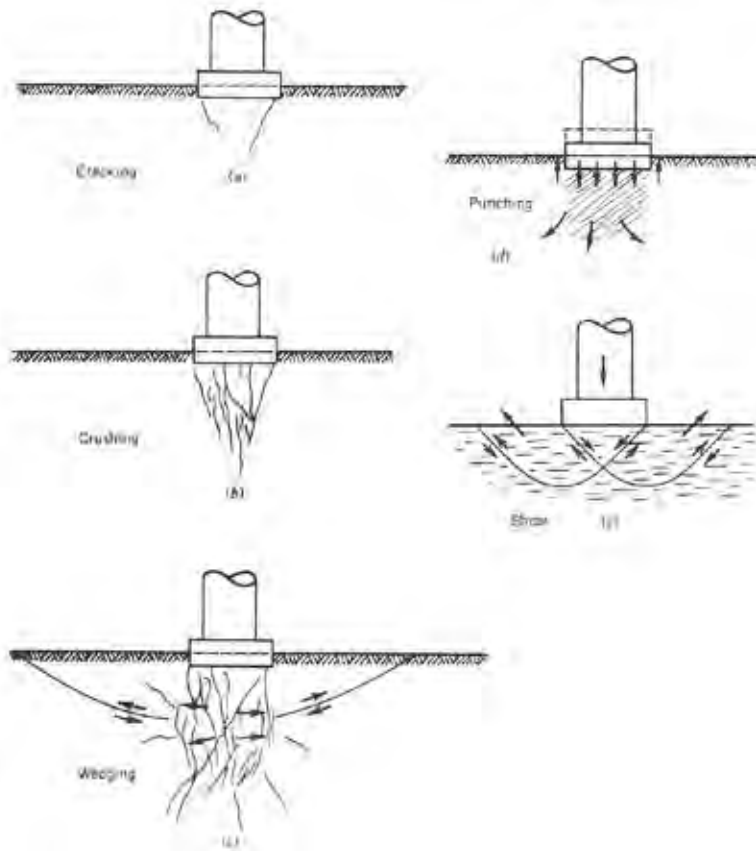
Figur 2 Bæreevnebrudd i berg med sprekker (Sowers, 1979)

Imidlertid, i et banebrytende doktorgradsarbeid ved Georgia Institute of Technology i 1968 beskriver Bishnoi på en fortreffelig måte sammenhengen mellom forskjellige former for bæreevnebrudd og sprekkeavstand i berg. Han beskriver tre hovedformer, se Figur 2:

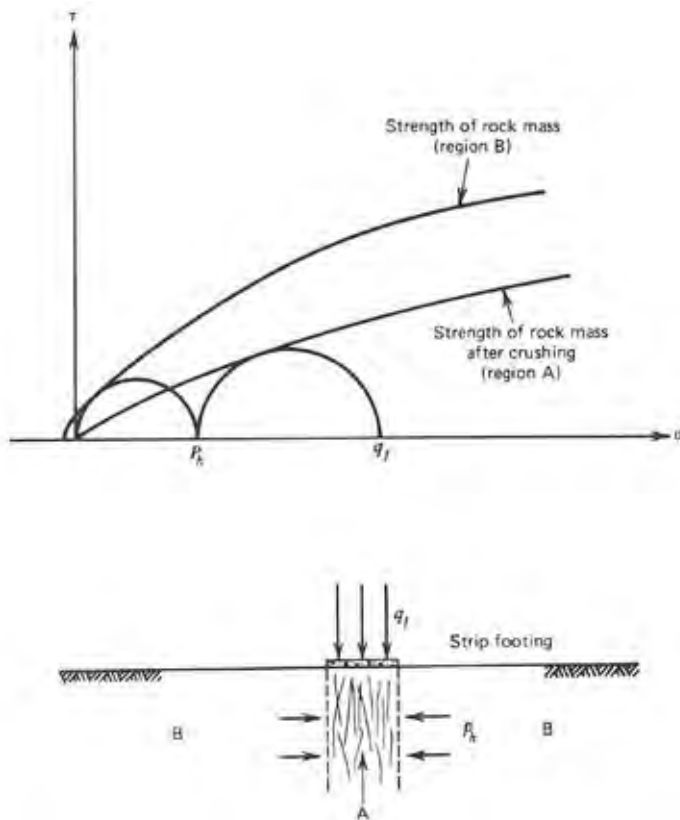
- (a) Når sprekkeavstanden, s er mindre enn fundamentbredden, b , og de vertikale sprekkeene er åpne, bæres fundamentet av frittstående bergstabber. Bæreevnen vil derfor være relatert til den samlede motstand i stabbene som fundamentet hviler på. Men stabbene vil ha forskjellig høyde/ breddeforhold slik at motstanden vil ikke være lik i alle stabbene, enkelt stabber vil gå til brudd før andre. Det blir en progressiv bruddutvikling der den totale bruddlasten er noe mindre enn summen av bruddlasten til hver enkelt stabbe.
- (b) Når fortsatt sprekkeavstanden, s er mindre enn fundamentbredden, b , men de vertikale sprekkeene er lukket, vil det induseres sidetrykk som gir samvirke med berget til side for fundamentet. Berget kan da betraktes som en kontinuerlig bergmasse, hvor det er kompresjon vertikalt under fundamentet og kompresjon horisontalt til side for fundamentet.
- (c) Når sprekkeavstanden, s er vesentlig større enn fundamentbredden, b , vil det bli en sone med kompresjon i blokken rett under fundamentet. Kompresjonen gir sideveis ekspansjon og når ekspansjonen blir så stor at den overskrider strekkfastheten, splittes blokken i underkant. Bruddformen kan illustreres med en kile rett under fundamentet som splitter berget under kilen.

I sin lærebok fra 1989 viser Goodman (1989) en sammenstillingen av fem ulike bruddfigurer.

At det er så mange bruddformer er noe som man i mange tilfeller ikke tenker noe særlig over, spesielt når man velger tillat såletrykk fra tabeller eller anvender seg av kurver fra utførte plateforsøk. Selvsagt kan verdier fra tabeller og kurver være nok så bra, men det er alltid stor hjelp dersom man i tankene har skaffet seg en mulig bruddfigur. Bruddfigurene som vises i figur 3 er hovedsakelige gyldige for sprø bergarter. I tillegg må bergmassen ha relativt få sprekker. Ved tilstrekkelig høy pålastning vil det initieres sprekker under fundamentet (se figur 3a), og ved videre pålastning vil sprekkeene åpne seg



Figur 3. Ulike bruddmodeller under et fundament på berg (Goodman, 1989). (a) Rissdannelse langs fundamentkanten, (b) knusing under fundamentet, (c) kile under fundamentet og sideveis skjærbrudd, (d) gjennomlorking og (e) plastisk skjærbrudd.



Figur 4. Analyse av bæreevne av fundament på berg. (Goodman, 1989)

Spenningsforholdene i bruddmodellene i figur 3a til 3c kan illustreres ved hjelp av Mohr-sirkler, se figur 4. Den øverste bruddlinjen gjelder berget til side for fundamentet og den nederste bruddlinjen det knuste berget under fundamentet. Den største horisontale innspenningen, p_h , som kan mobiliseres i bergmassen til side for fundamentet gitt av spennings sirkelen til venstre. På bergoverflaten er spenningen null og bruddlinjen bestemmer den innspente som det omkringliggende berget (B) gir berget under fundamentet. Siden berget under fundamentet får en rekke sprø brudd ved knusing, vil fastheten her være redusert, berget strekkfastheten er null og friksjonen blir mindre. Dette trykket bestemmer den lavere grensen av Mohr's spennings sirkel som er tangenten til styrkekurven for knust berg under fundamentet. Triaksialforsøk på knust berg kan definere den sistnevnte styrke kurven, og da kan såletrykket fås.

Dette betyr at såletrykket for homogent, oppsprukken bergmasse ikke kan bli høyere enn den enaksial trykkfastheten. Dersom man for bergmassen har bestemt en konstant indre friksjonsvinkel og en enaksial trykkstyrke, kan følgende ligning brukes for beregning av såletrykk (Goodman, 1989):

$$q_f = q_u(N_\phi + 1)$$

hvor

$$N_\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

q_u er enaksial trykkfasthet av bergmassen til side for fundamentet, og

ϕ er friksjonsvinkelen for den knuste bergmassen under fundamentet

En bruddmodell for lagdelt berg, for eksempel en hard sandstein opp på en mykere leirstein, er vist i figur 5(a), jevnfør figur 1(b) og 1(d). Tilsvarende bruddmodell for en oppsprukken granitt med vertikale og horisontale sprekker er vist i figur 5(b). Den siste bruddmodellen samsvarer med Bishnois modell (1968) i figur 2 (c). Bishnoi forutsatte at spenninger kan overføres sideveis gjennom de vertikale sprekkeene. Goodman (1989) modifiserte denne grensebetingelsen og neglisjerte den sideveis spenningsoverføringen. Det gir følgende bæreevne:

$$q_f = q_u \left\{ \frac{1}{N_\phi - 1} \left[N_\phi \left(\frac{s}{b} \right)^{(N_\phi - 1)/N_\phi} - 1 \right] \right\}$$

hvor q_u er enaksial trykkstyrke,

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

ϕ er friksjonsvinkel til intakt berg,

s er sprekkeavstanden,

b er fundamentbredden.

Dersom man ser på et skjærbrudd under et fundament, som i figur 1 a og 3(e) vil den generelle modellen for bæreevne fra Buisman-Terzaghi (Terzaghi, 1943) kunne brukes. Modellen gjelder for stripefundamenter, hvor forholdet mellom lengde og bredde er større enn ti:

$$q_f = cN_c + 0.5 \gamma b N_\gamma + \gamma d N_q$$

hvor q_f er bæreevne,

γ er effektiv romvekt,

b er fundamentbredde,

d er fundamentets dybde under terreng,

c er bergmassens kohesjon

N_c , N_γ og N_q er bæreevnefaktorer gitt av følgende ligninger som alle er en funksjon av bergmassens friksjonsvinkel:

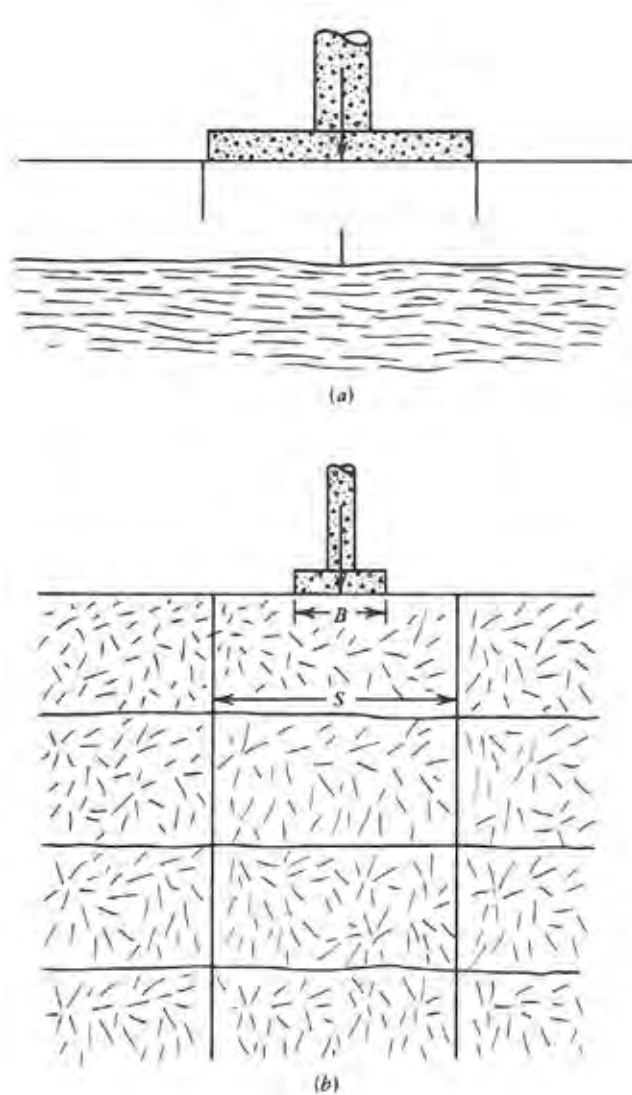
$$N_c = 2N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$$

$$N_\gamma = 0.5 N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$$

$$N_q = N_\phi^{1/2}$$

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

hvor ϕ er bergmassens friksjonsvinkel.



Figur 5. Fundament på et lagdelt berg (a) samt berg med åpne, vertikale sprekker (b).

Hoek & Brown (1980, 1988) foreslår at bruddkriterium for oppsprukken bergmasse som på bruddlinjen på basis av hovedspenninger kan skrives som:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot q_u \cdot \sigma_3 + s \cdot q_u^2)^{0.5}$$

hvor σ_1 er største effektive hovedspenning,
 σ_3 er minste effektive hovedspenning,
 q_u er enaksial trykkfasthet for intakt bergmaterial,
 s og m er materialkonstanter.

Teamet rundt Hoek og Brown har samlet et stort forsøksmateriale for å bestemme materialkonstantene, q_u , s og m . Denne databasen har gitt mulighet for å bestemme bruddlinjen ved å sammenligne berget på et aktuelt sted med tilsvarende berg i database. Metoden har vært under kontinuerlig utvikling fra 1980 og frem til i dag.

Enaksial trykkstyrke for en bergmasse kan beskrives ved hjelp av Hoek & Browns generelle kriterium dersom man setter $\sigma_3 = 0$:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

Dersom man vil analysere et mer generelt tilfelle (Hoek et al. 2002) vil "global rock mass strength" brukes i stedet. Dette kan beskrives som:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

ved bruk av c' og ϕ' . Dersom dette skives om for bruk av Hoek & Browns parameterer får man:

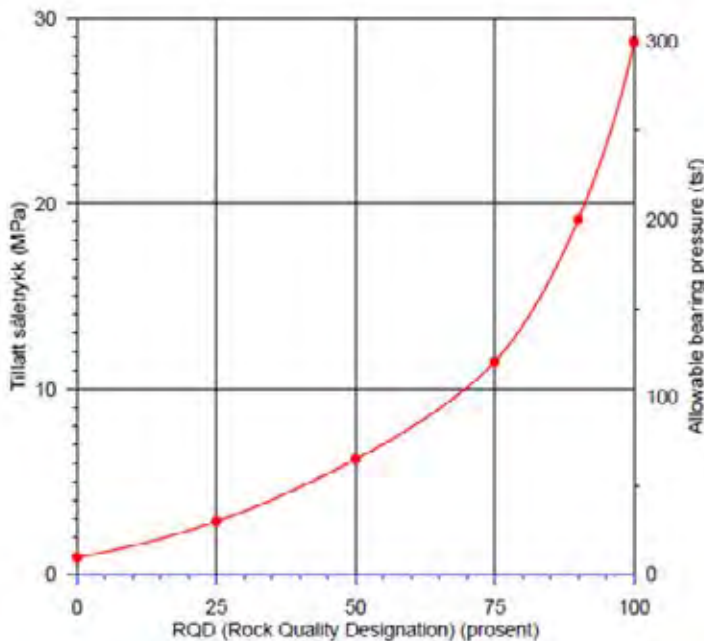
$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(\frac{m_b}{4} + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

3.3 Kurver og tabeller som er sammenstillinger fra fysiske, hovedsakelig utført i tunneler

Allerede 1974 publiserte Peck et al, i "Foundation Engineering", en kurve som angir tillatt såletrykk på oppsprukket berg mot RQD, som er basert på empiriske forhold, se figur 6. Korrelasjonen ble foreslått for en bergmassen der diskontinuiteter er tette eller kun åpne noen få mm. Med disse forutsetningene vil et tillatt kontaktrykk ikke gi større setninger enn 12,5 mm (0.5in).

Videre ble det av de samme forfatterne presentert en tabell som sammenstilte ulike bygningskoders tillatte trykk på berg for ulike bergarterstyper (bergmasse), se tabell 4.

En noe nyere kilde er basert på forsøk utført av Dr. V K Mehrotra (1992) fra India som utførte flere felt og laboratorieforsøk for sin doktoravhandling ved University of Roorkee. Forsøkene ble utført ved seks større vannkraftdamanlegg ved foten av Himalaya. Berggrunnen på forsøksstedene er klassifisert som middels til dårlig bergmassekvalitet (RMR = 21-63). Bergartene var kvartsitt, sandstein, kalkstein, leirstein, skifer og fyllitt, dvs metamorf og sedimentære bergarter.

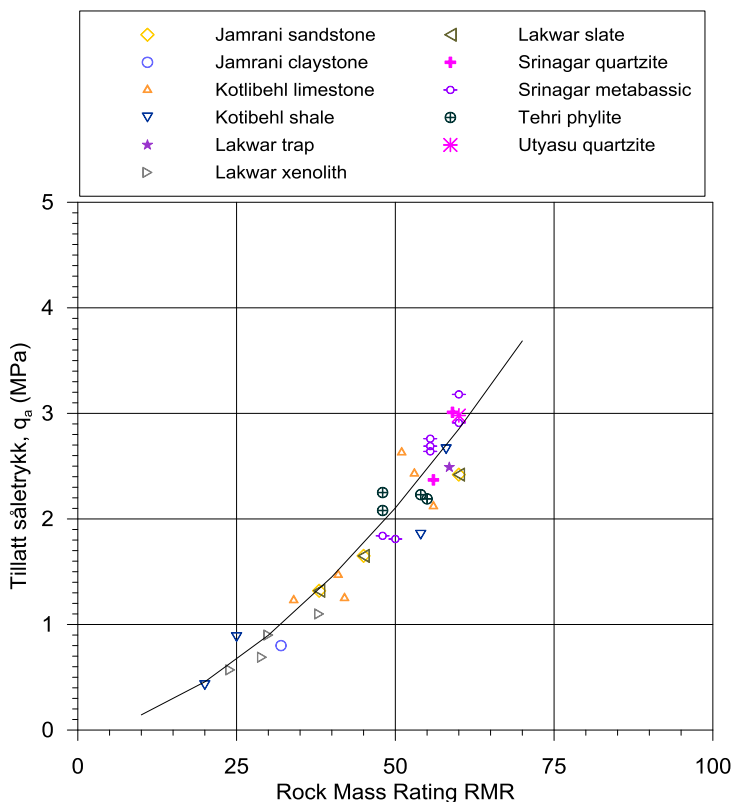


Figur 6. Tillatt såletrykk på oppsprukket berg vs. RQD (etter Peck et al, 1974).

Det ble utført 39 platebelastningsforsøk med platediameter 600 mm. Forsøkene er utført i prøvestoller der man spenner mellom heng og såle. Det ble satt et kriterium at tillatt bæreevne ble bestemt ved 5.88 mm setning av den øvre platen (0,98 % av diameter). Etter omregning til setning under dammen skal den total setningene ikke overstige 12 mm. Det ble antatt at bergmassen hadde samme kvalitet under hele platen. Generelle resultat fra forsøkene vises i tabell 1 og figur 7.

Tabell 1. Tillatt såletrykk i ULS vs. RMR (Mehrotra, 1992).

Berg kvalitet	III	IV
Beskrivelse	Greit bergmassekvalitet	Dårlig bergmassekvalitet
RMR	41 – 60	21 – 40
Tillatt såletrykk (q_a)	1,4 – 3,0 MPa	0,4 – 1,4 MPa



Figur 7 Tillatt såletrykk vs. Rock Mass Rating (RMR) (Etter Mehrotra 1992).

Mehrotra (1992) anbefalte også at design verdien for såletrykk bør være ca. 75-80 % av den predikerte verdien, på grunn av uforutsette geologiske forhold eller andre usikkerhets faktorer.

Diagrammet i figur 7 ble blant annet brukt ved dimensjonering av fundamentene for buen på den nye Svinesundbrua. Tillatt verdi i diagrammet var da brukt som ULS (Ultimate Limit State), dvs. for brudd analyse. Det var også anbefalt at for SLS (Service Limit State) skulle verdien fra diagrammet økes med en faktor $1,2/0,9 = 1,33$ for at ta hensyn til partialkoeffisientene γ_m og γ_n mellom ULS og SLS.

3.3 Tabeller og kurver som viser tillatt såletrykk avhengig av oppsprekking og styrke på bergarten

Canadian Foundation Engineering Manual (2006) angir i tillegg til verdier i tabell 7, en metode en for beregning av tillatt såletrykk basert på oppsprekking og enaksial trykkfasthet av intakt berg:

$$q_a = K_{sp} \cdot q_{u-core}$$

hvor q_a er tillatt såletrykk

q_{u-core} er middelverdi på enaksial trykkstyrke (intakt berg)

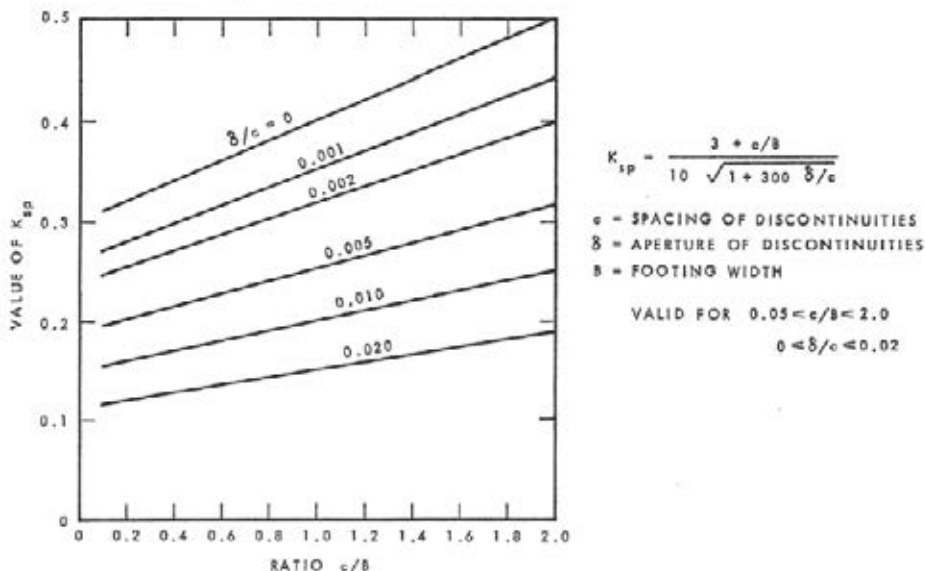
K_{sp} er en empirisk koeffisient som variere mellom 0,1 og 0,5.

I tabell 2 er gitt verdier for konstanten K_{sp} ut fra en sprekkeavstanden. I figur 8 er vist et diagram og formal for å bestemme konstanten K_{sp} ut fra avstand mellom, c , og åpning, δ , i sprekke i relasjon til fundamentbredden, b .

Tabell 2 Koeffisient K_{sp} for sprekkeavstand

Sprekkeavstand		K_{sp}
Beskrivelse	Avstand (m)	
Moderat tett	0,3 til 1	0,10
Bred	1 til 3	0,25
Meget bred	> 3	0,40

De ulike faktorene som påvirker koeffisienten K_{sp} vises grafisk i figur 8. Metoden gjelder for en bergmasse med sprekkeavstand større enn 300 mm og sprekkeåpning mindre enn 5 mm (eller mindre enn 25 mm om sprekken er fylt med jord eller berg material), og for en sålebredde større enn 300 mm.



Figur 8 Koeffisient K_{sp} (fra Canadian Foundation Engineering Manual, 2006)

For sedimentære bergarter må lagdelingen være horisontal, eller tilnærmet horisontal. Det skal observeres at figur 8 setter grenser for gyldighetsområdet av forholdet mellom sprekkeavstand og fundamentbredde, c/b , og forholdet mellom sprekkeåpning og sprekkeavstand, δ/c .

Koeffisient K_{sp} tar hensyn til størrelseseffekten, nærværet av sprekker i forhold til fundamentbredden. Den nominell sikkerhetsfaktor er generelt større enn tre, men kan være så stor som ti. Manualen bygger på "load and resistance factor design" (LRFD) som kan sammenlignes med vår partiaalfaktormetode. Det tillatte såletrykket, q_a gjelder derfor for bruddgrensetilstand. Bæreevne (ultimated bearing pressure) kan være så mye som opptil 10 ganger høyere.

British Standard (BS) 8004:1986 angir en metode for å bestemme tillatt såletrykk for harde bergarter. For svakt eller oppsprukket berg er det gitt regler for tillatt såletrykk bestemt på grunnlag to kriterier:

- maksimal setning skal være mindre enn 0.5 % av fundamentbredden ,og
- såletrykket skal være mindre enn enaksial trykkfasthet av berget.

Metoden deler bergartene in i fire grupper etter deformasjonsegenskapene, se tabell 3.

Tabell 3. Gruppering av svake og oppsprukne bergarter
(Etter British Standard (BS) 8004:1986, tabell 4)

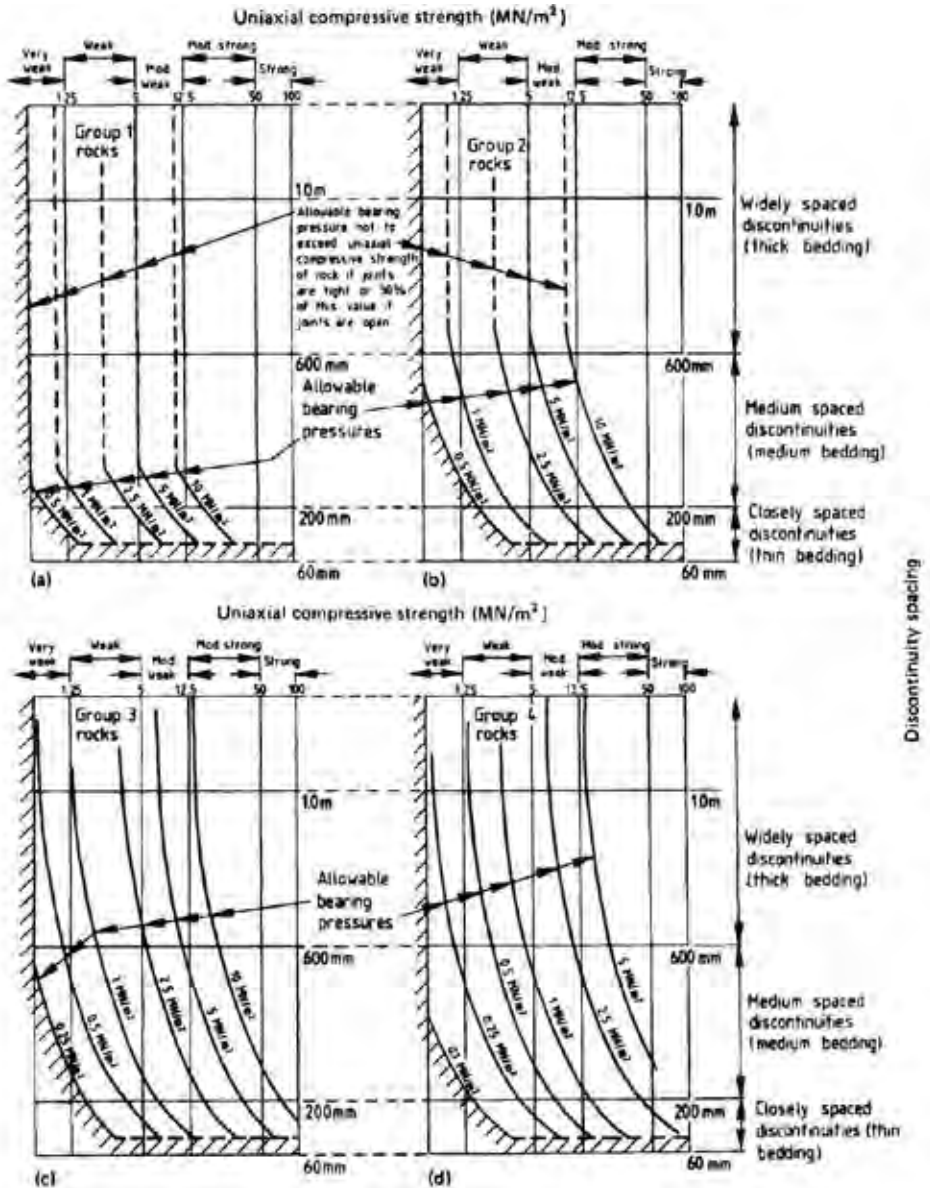
Berggruppe i figur 9	Type berg
1	Rent kalkstein og dolomitt. Kalkholdig sandstein med lav porøsitet
2	Vulkansk berg Mergel kalkstein Godt sementert sandstein Hard karbonatholdig leirstein (mudstones) Metamorfe bergarter, inkludert skifere som "Slates" og "Schists", plan kløyv eller foliasjon
3	Svært mergelholdig kalkstein Dårligt sementert sandstein Sementert leirstein og skifer ("Shale") Skifer ("Slates" og skifer "Schists", steilkløyv eller foliasjon)
4	Usementert leirskifer (mudstone) og skifer ("Shales")

Den maksimale setningen er beregnet for rektangulære fundament på homogent berg. I reglene er bergartene delt inn i fire grupper, se tabell 4. For hver gruppe er det gitt et sett med kurver som bestemmer tillatt såletrykk avhengig av sprekkeavstand og enaksial trykkfasthet, se figur 9. Disse reglene finnes også som et informativt vedlegg i Eurocode 7 (Vedlegg G).

For de faste bergartene i gruppene 1 og 2, fører metoden til svært høye tillatt såletrykk. Når sprekkeavstander mer enn henholdsvis 200 til 600 mm blir tillatt såletrykk lik enaksial trykkfasthet. Dette området er vist med stiplede linjer i figur 9(a) og 9(b). Standarden sier at det tilfellet skal tillatt såletrykk reduseres til halvparten av enaksial trykkfasthet, når sprekkeene er åpne. For de mykere bergartene i gruppene 3 og 4 er det maksimal setningene som bestemmer tillatt såletrykk. Uansett, sier standarden at det tillatte såletrykket ikke overskride tillatt betongspenning i fundamentet.

3.4 Tabeller for tillatt såletrykk avhengig av bergart

Tillatt såletrykk i henhold til standarder er vanligvis koblet til lokale forhold og lokal geologi. Det mest slående er at de verdiene som ble angitt for harde bergarter manualer og veiledninger for 40 til 50 år siden repeteres i nye standarder og veiledninger. Det virker som at når en praksis har festet seg, blir det ikke satt spørsmål vedrørende verdiene. Det er fortsatt tillatt såletrykk (allowable bearing pressure) som angies og som oftest uten at sikkerhetsnivået (sikkerhetsfaktor, partialfaktor for motstand) er angitt.



Figur 9. Tillatt såletrykk for rektangulære fundament på berg for setninger som ikke overskrider 0,5 % av fundamentbredden. Det skraverte området skal vurderes etter inspeksjon og/eller forsøk på berget.

Peck et al (1974) satte sammen noen ulike amerikanske byggeforskrifter Building Codes), tabell 4. Den viser at det var relativt stor variasjon i tilnæringsmåten av tillatt såletrykk på den tiden. Tre av fire forskrifter gir verdier for tillatt såletrykk, mens en (C) gav fraksjon av bergartens enaksial trykkfasthet (Det antas at fastheten gjelder for intakt berg).

Tabell 4. Tillatt såletrykk på berg.
 Sammendrag av ulike amerikanske byggeforskrifter^a (Etter Peck et al, 1974).

Bergart	Tillatt såletrykk (MPa) ^b			
	A	B	C	D
Massiv krystallint berg inkludert granitt, dioritt, gneis, hard kalkstein og dolomitt	9.58	9.58	0,2 q_u ^c	0.958
Foliert berg som skifer (schist or slate) av god kvalitet	3.83	3.83	0,2 q_u	0.38
Lagdelt kalkstein av god kvalitet	3.83	1.44	0,2 q_u	0.38
Sedimentære bergarter, inkludert hard skifer (shale) og sandstein	2.39	1.44	0,2 q_u	0.29
Myk eller oppsprukket berg (eksklusive skifer, (shale) og myk kalkstein	0.96		0,2 q_u	
Myk skifer (shale)	0.38		0,2 q_u	

a verdiene omfatter ikke økning på grunn av dybde under terreng.

b A = BOCA (1968), B = National Building Code (1967),
 C = Uniform Building Code (1964), D = Los Angeles (1959)

c Enaksial trykkfasthet

Forskrift (A) og (B) gir verdier på tillatt såletrykk som er relativt likt hva mange andre mener er rimelige verdier i dag, mens kode (C) definerer tillatt såletrykk som 20 % av enaksial trykkfasthet for bergarten. Det er her uvisst om man mener trykkfasthet av bergmassens eller av intakt berg, men mest sannsynlig menes intakt berg. Dersom det gjelder intakt berg så vil det for granitt innebære at tillatt såletrykk kan settes til ca. 20 MPa, dvs. dobbelt mot de to første forskriftene. Den siste forskriften (D) viser svært lave verdier.

Peck et.al. (1974) gir noen kommentarer og noen begrensninger som at:

- Setningene vil overskride 12,5 mm for store belastningsområder,
- Tillatt såletrykk for oppsprukket berg er styrt av setning, ikke av bæreevnen (kapasitet ved brudd) av bergmassen,
- Dersom bergmassen er neddykket under grunnvannsnivå eller om sprekkene har ugunstig fallretning må verdien på tillatt såletrykk reduseres.

En annen velkjent kilde er British Standard (BS) 8004:1986. BS har som så mange andre standarder angitt antatt tillatt såletrykk for sterke bergarter med et øvre verdi, se tabell 5. For svake og myke bergarter vises den metoden som er beskrevet i avsnitt 3.4.

Tabell 5 Tillatt såletrykk på berg (Etter British Standard 8004:1986, tabell 1).

Type berg	Antatt tillatt såletrykk (MPa)	Bemerkninger
Sterke magmatiske bergarter samt sterk gneis	10	Verdiene er basert på antakelsen at fundamenteringsnivå er på uforvitret berg. For svake, forvitrete og oppsprukne bergarter, se figur 9
Sterke kalkbergarter og sandsteiner	4	
Skiferbergarter (schists and slates)	3	
Sterk skifer (shales), leirskifer og siltstein	2	

I Goodman (1989) vises det også til tabell verdier for tillatt såletrykk samt alder og plassering, se tabell 6.

Tabell 6 Tillatt såletrykk på berg (Etter Goodman 1989, tabell 9.2).

Bergtype	Alder	Sted	Tillatt såletrykk (MPa)
Massivt lagdelt kalkstein		U.K.	3,8
Dolomitt	L. Paleoz.	Chicago	4,8
Dolomitt	L. Paleoz.	Detroit	1,0 – 9,6
Kalkstein	U. Paleoz.	Kansas City	0,5 – 5,8
Kalkstein	U. Paleoz.	St Louis	2,4 – 4,8
Glimmerskifer	Pre. Camb.	Washington	0,5 – 1,9
Glimmerskifer	Pre. Camb.	Philadelphia	2,9 – 3,8
Manhattan Skifer	Pre. Camb.	New York	5,8
Fordham Gneis	Pre. Camb.	New York	5,8
Skifer (Schist and Slate)		U. K.	0,5 – 1,2
Leirskifer (Argillite)	Pre. Camb.	Cambridge, MA	0,5 – 1,2
Newark skifer	Triassic	Philadelphia	0,5 – 1,2
Hard, sementert skifer		U. K.	1,9
Eagleford skifer	Cretaceous	Dallas	0,6 – 1,9
Leir skifer		U. K.	1,0
Pierre skifer	Cretaceous	Denver	1,0 – 2,9
Fox Hills sandstein	Tertiary	Denver	1,0 – 2,9
Solid kritt	Cretaceous	U. K.	0,6
Austin kritt	Cretaceous	Dallas	1,4 – 4,8
Friable sandstein og leirstein	Tertiary	Oakland	0,4 – 1,0
Friable sandstein (Pico formation)	Quaternary	Los Angles	0,5 – 1,0

Canadian Foundation Engineering Manualen (2006) angir foreløpige dimensjonerende verdier for såletrykk som et første estimat. Disse er vanlige bestemt utfra bruksgrensetilstand før setninger med en begrensning på 25 mm, eller liknende. Verdiene som vises i tabell 7 må verifiseres eller behandles med forsiktighet.

Tabell 7 Tillatt såletrykk på berg (Etter Canadian Geotechnical Manual (2006), tabell 9.3).

Typen og forhold på berg	Styrke på bergmaterialet	Preliminær dimensjonerende såletrykk (MPa)	Anmerkninger
Massiv vulkanske og metamorfe bergarter (granitt, dioritt, basalt, gneis) i uforvitret tilstand.	Høy – svært høy	10	Disse verdiene er basert på antagelsen om at fundamenteringen er utført på uforvitret berg.
Foliert metamorfe bergarter (skifer) i god stand.	Medium - høy	3,0	
Sedimentære bergarter (sementert skifer, siltstein, sandstein, kalkstein uten hullrom, godt sementert konglomerat)	Medium – høy	1,0 – 4,0	
Komprimert skifer (shale) og andre leirholdige bergarter i uforvitret tilstand	Lav - medium	0,5 – 1,0	
Alle typer oppsprukket berg med moderat sprekkeavstand (0,3 m eller mer), unntatt leirholdige bergarter (skifer).		1,0 MPa	
Kalkstein, sandstein, oppsprukket skifer		Må vurderes i felt, inkludert prøvebelastning (om det kreves)	
Skikkelig knust eller forvitret berg			

Vägverket i Sverige (BRO 94, 2002) viser til tabellverdier uten referanser. Man bruker to sett av tillatt såletrykk utfra hva man vet om berggrunnen. Man sier i tillegg at ved fundamentering på berg skal dimensjonerende såletrykk bestemmes med hensyn til bergmassens totalstabilitet og bergartens fasthet og bestandighet. Dimensjonerende såletrykk skal vurderes med bakgrunn i hvor godt man kjenner berggrunnen.

På uforvitret berg, som ikke inneholder sprekker, slag eller knusningssoner som kan medføre en risiko for glidning eller setninger, kan dimensjonerende fasthetsverdi i tabell 8 sees som et øvre verdi.

Berggrunnens kvalitet skal være verifisert, dels gjennom inspeksjon av fundamentsålen, og dels ved vurdering av representative borekjerner og resultatet fra vanntapsmålinger. I tillegg må bergflaten ikke hele mer enn 1:2. Om kun enklere undersøkelser er utført kan kun dimensjonerende såletrykk angitt i tabell 8 (høyre kolon) brukes som en øvre grense.

Calding et. al. (1993) viser i Plattgrunnlagning (Svensk byggtjänst, ISBN 91-7332-662-3), som er en normen i som Sverige anvendes for fundamentering av bygg og konstruksjoner som ikke er bruer som eies av vegvesen eller andre statlige foretak, men verdiene er relativt lik den som brukes for bruer (BRO 94). Avvikene gjelder kun noen verdier på tillatt såletrykk ved redusert kunnskap til bergkvalitet.

Tabell 8 Beskrivelse av bergartstyper (etter BRO 94)

Bergtype/ Bergart	Fasthet	Såletrykk (verifisert forhold) (MPa)	Såletrykk (enkle under- søkelser) (MPa)	Anmerkning
1 Glimmerfattige granitter, gneis, kvartsitt, diabas, porfyr og leptitt	Normalt hardt og sterkt berg	10,0 MPa	3,9 MPa	Gir ved bearbeiding og knusning relativt små finmaterial mengder og motstår normal nedknusning av byggetrafikk godt. Kulemølleverdi maks 18.
2 Homogen kalkstein samt glimmerrike gneiser og granitter	Berg med midlere og dårlig slitestyrke	4,0 MPa	1,3 MPa	Knuses relativt lett ned pga. byggetrafikk. Kulemølleverdi mellom 18 og 30.
3 Bergarter med høyt glimmer-innhold, leirskifer, kritt kalkstein, leiromvandlet berg samt ikke klassifisert bergmaterial	Løst, forvitret eller lett nedbrytbart berg	2,0 MPa	0,9 MPa	Gir ved bearbeiding og knusning store mengder med finmaterial, samt males ned av byggetrafikk. Kulemølleverdi over 30.

Det anbefales at dimensjonerende såletrykk f_d velges fra noen av tabellene i tabell 9 nedenfor. Resultanten fra lasten må dog komme innenfor kjernearealet, dvs. den midtre 1/3 av platen bredde og lengde slik at det ikke blir strekkspenningen på kanten av platen. Ved større eksentrisiteter skal hensyn tas til bergets maksimale bæreevne ved platenes kant.

På uforvitret berg, som ikke inneholder sprekker, slag eller knusningssoner som kan medføre en risiko for glidning eller setninger, kan dimensjonerende såletrykk i tabell 9 sees som et øvre verdi.

Berggrunnen kvalitet skal verifiseres av bergmekanisk sakkyndig person gjennom, ved inspeksjon av fundamentflaten samt vurdering av representative borekjerner eller resultat fra vanntapsmålinger.

Om kun enklere undersøkelser er utført, som bestemmelse av bergart og kontroll av bergflaten via inspeksjon eller bergsondering kan kun dimensjonerende såletrykk angitt i tabell 9 brukes som en øvre grense. Det forutsettes at løse sjikt eller soner ikke forekommer.

Tabell 9 Såletrykk for ulike bergarter (Etter Plattgrunnlagging).

Bergtype	Såletrykk (verifisert grunn- forhold) (MPa)	Såletrykk (enkle grunn- undersøkelser) (MPa)
1	10,0	3,0
2	4,0	1,0
3	2,0	0,9

Dimensjonerende verdi for såletrykk f_d bestemt fra tabell 9 kan økes med 10 % i SK2 (til geoteknisk kategori 2 (GK2)) og 20 % i SK1 (tilsvarende geoteknisk kategori 3 (GK3)).

I "Code of Practice for Foundation" (2004) fra Hong Kong er det vist en tabell med noen verdier for tillatt såletrykk (Presumed Bearing Pressure), se tabell 11. Beskrivelsen av berget er koblet til forvittringsklasse (tilsvarende tabell 13 i NS-EN 14689-1), kjerne gjenvinning og enaksial trykkfasthet. Hong Kong er et område med tropisk klima og dyp forvitring i berggrunnen noe som gjør at definisjonen med forvittringsgrad er viktig.

Tabell 11 Såletrykk for ulike bergarter
(Etter Code of Practice for Foundation (2004), tabell 2.1).

Kategori	Beskrivelse av berg (Granitt og vulkansk berg)	Tillatt såletrykk (MPa)
1(a)	Uforvitret, sterk til meget sterk berg, forvittringsklasse I, med 100% total kjerne gjenvinning og ingen sprekke forvitring. Minimum enaksial trykkstyrke 75 MPa (ekvivalent punktlast indeks PLI_{50} større enn 3 MPa).	10,0
1(b)	Uforvitret til litt omvandlet sterkt berg, forvittringsklasse II eller bedre, med en samlet kjerne gjenvinning mer enn 95%. Minimum enaksial trykkfasthet 50 MPa (ekvivalent punktlast indeks PLI_{50} større enn 2 MPa)	7,5
1(c)	Litt to moderat omvandling av moderate sterk bergart av forvitring grad III eller bedre, med kjerne gjenvinning mer enn 85%. Minimum enaksial trykkstyrke (UCS) 25 MPa (ekvivalent punktbelastning ekvivalent punktlast indeks PLI_{50} større enn 1 MPa)	5,0
1(d)	Moderat omvandlet av moderat sterk samt moderat svake bergarter av forvittringsklasse IV eller bedre, med gjenvinning mer enn 50%.	3,0
2	Omvandlet granitt og vulkanske bergarter. Meget til helt omvandlete, moderat svak to svake bergmaterial av forvitring grad V eller bedre, med SPT N-verdi ≥ 200	1,0

3.4 Oppsummering

For å se på variasjonene og vanskeligheten å velge rett verdi på bæreevne er det valgt ut tre bergarter som det er vurdert bæreevnen for, se tabell 12.

Tabell 12 Eksempler på tillatt såletrykk

Ref.	Granitt	Siltstein	Fyllitt
CGM (q _a)	15,4	8,9	3,9
BS figur 9	-	10,0	5,0
Peck et al - A	11,0	2,75	1,1
Peck et al - B	11,0	1,65	-
Peck et al - C	30,6	17,2	7,8
Peck et al - D	1,1	0,33	-
Goodman (1989)	-	0,5 – 2,9	-
BS (tabell)	10,0	3,0	2,0
CGM(tabell)	10,0	1,0 – 4,0	0,5 – 1,0
BRO 92	10,0 (3,9)	4,0 (1,3)	2,0 (1,8)
Plattgrunnlaggning	10,0 (3,0)	4,0 (1,3)	2,0 (1,3)
HK	10,0	5,0	1,3
Middelverdi	11,9 (1,1-30,6)	5,3 (0,33-17,2)	2,8 (0,5-7,8)

() lavt verdi ved enkel grunnundersøkelse.

Det er forutsatt at forholdene er gode, dvs. de høye verdiene er valgt. Alle verdiene er litt høyere enn forventet. Spredningen er aldeles for stor, noe som betyr at noen av de høyeste og laveste verdiene bør sløyfes. Dersom man velger å se bort fra de ekstreme verdiene vil verdiene i tabellen 13 kunne brukes.

Tabell 13 Middelverdi av tillatt såletrykk

Bergartstype	Granitt	Siltstein	Fyllitt
Middelverdi	10,2 (10-11)	4,1 (0,5-10)	2,1 (0,5-5)

Det er slående hvor godt middelverdiene samsvarer med BRO 92 og Plattgrunnlaggning.

4. NORSK PRAKSIS

4.1 Statens vegvesen (V220, N400)

Dimensjonerende bæreevne for berg kan ihht Håndbok N400 (Bruprosjektering) bestemmes på grunnlag av ulike bergarters trykkfasthet gitt i håndbok V220 (Geoteknikk i vegbygging), figur 10.19.

Tabell 14. Tabell over heftfasthet mørtel berg for ulike bergarter (Etter V220, figur 10.19).

Bergart	Tyngdetetthet (kN/m ³)	Trykkfasthet (MPa)	Heftfasthet (MPa)
Granitt	ca 25 – 28	90 – 170	2,0
Gabbro	ca 27 – 31	18 – 250	2,5
Gneis	ca 25 – 28	90 – 130	1,5
Kvartsitt	ca 21 – 25	150 – 170	2,5
Sandstein	ca 20 – 26	100 – 140	1,2
Kalkstein	ca 25 – 28	70 – 100	2,0
Leirskifer	ca 20 – 27	25 – 60	0,5

Det skal benyttes modellfaktor $\gamma_{R;d}$ som velges slik at modellfaktor x partialfaktor blir 2,0 eller større.

Det er dog ikke oppgitt hvordan man velger karakteristisk verdi for beregning av dimensjonerende verdi. Man kan ikke bare velge fra tabellen, uten vanlige velges noe ut fra metodene som er angitt i kapittel 5.

4.2 Jernbaneverket (teknisk regelverk)

Det er ikke beskrevet noe om hvordan karakteristisk verdi for bergmassen velges ved fundamentering på berg i Teknisk Regelverk til Jernbaneverket. Det eneste som er angitt i Teknisk Regelverk er for bruer:

I bruksgrensetilstanden skal det kontrolleres at kraftresultanten ved fundamentering på løsmasser befinner seg innenfor den midtre 1/3 av fundamentbredden, og ved fundamentering på fjell innenfor den midtre 3/5 av fundamentbredden.

Bæreevne av fundament på fjell skal kontrolleres ved geologisk kartlegging og vurdering av mulig utglidning langs svakhetsplan i bergarten.

Materialkoeffisienten skal ved fundamentering på fjell settes lik 2,0.

5. HVOR GÅR VI I NORGE?

Man må aller først ta stilling til hvordan man skal forholde seg til Eurocode 7. Ihht. Eurocode 7 skal man ved dimensjonering velge en eller flere beregningsmetoder:

- beregninger
- konstruktive tiltak
- observasjonsmetoden
- måling

Dersom man velger å bruke beregninger vil det første som skal defineres være karakteristisk fasthet av berggrunnen. Hvordan gjør man dette? I henhold til EC 7 kan man ut i fra håndbøker velge forsiktig antatte verdier. Vil det da være verdier som er angitt i tabeller i kapittel 3.4? Men hvordan forholder man seg da til for eksempel BRO 94 hvor graden av grunnundersøkelser definerer størrelsen på såletrykk, og er disse verdiene karakteristiske eller tillatt.

Ved fundamentering på myke bergarter vil det være setningene i bergmassens under fundamentet som gir tillatt såletrykk. For harde, sterke bergarter vil det være betongen i fundamentet som bestemmer tillatt såletrykk. Et av målene med denne artikkelen har vært å se på muligheten å øke tillatt såletrykk på de sterke bergartene (som en granitt) hvor tillatt såletrykk vanlige settes til ca. 5% av den enaksial trykkstyrke, mens for bløtere bergarter (som en leirskifer) vil tillatt såletrykk være ca. 50 % av den enaksial trykkfastheten.

Dersom man velger å bruke seg av konstruktive tiltak så må dette være mulig dersom man velger tabellverdier for tillatt såletrykk.

6. HVA SKAL VI PROSJEKTERE ETTER?

Denne gjennomgangen av dagens praksis har ledet forfatterne av denne artikkelen inn på et mulig veikart for å finne et grunnlag for bedre prosjektering av fundamenter på berg. Vi har konkludert med to anbefalinger:

I samsvar med gjeldende praksis bør det finnes et alminnelig akseptert tabellverk over tillatt såletrykk for fundamenter på berg. Hensikten med dette tabellverket er å gi anbefalte verdier for dimensjonering i geoteknisk kategori 1 (GK1) og for et tidlig prosjektstadium på i kategori GK2 og GK3. Tabellverket må basere på:

(1) Som første anbefaling:

- Norske geologiske forhold; konstruktørene skal slippe å lete i utenlandske tabellverk for å finne data for bergarter tilsvarende de vi har i Norge.
- Norske klimatiske forhold; vårt klima sette spesiell krav p.g.a frost og drenering.
- Norsk byggepraksis slik den er nedfelt i prosesskoden og NS 3420.

Fredrik Løset skrev i 2004 en bok om "Norsk tunnelgeologi" der erfaringene med tunnelbygging i Norge ble relatert til hovedprovinsene i Norges geologi. Vi kunne gjerne tenke oss at man tar det samme utgangspunkt og ser fundamentering på berg i lys av hovedprovinsene i Norges geologi og klima.

(2) Vår andre anbefaling er at man trekker opp noen retningslinjer til hvordan tillatt såletrykk skal bestemmes ut fra en ingeniørgeologisk kartlegging og et minimum av grunnundersøkelser. Hensikten er at det skal betale seg å gjøre skikkelig grunnundersøkelser. Velger man å gjøre et minimum av kartlegging og undersøkelser av berggrunnen, så skal kravet til sikkerhet økes.

Velger man å undersøke slik at berggrunnen er kjent i plan og dybde skal det betale seg i form av mindre krav til sikkerhetsmargin. Vi ser for oss tre betingelser som basis for en slik løsning:

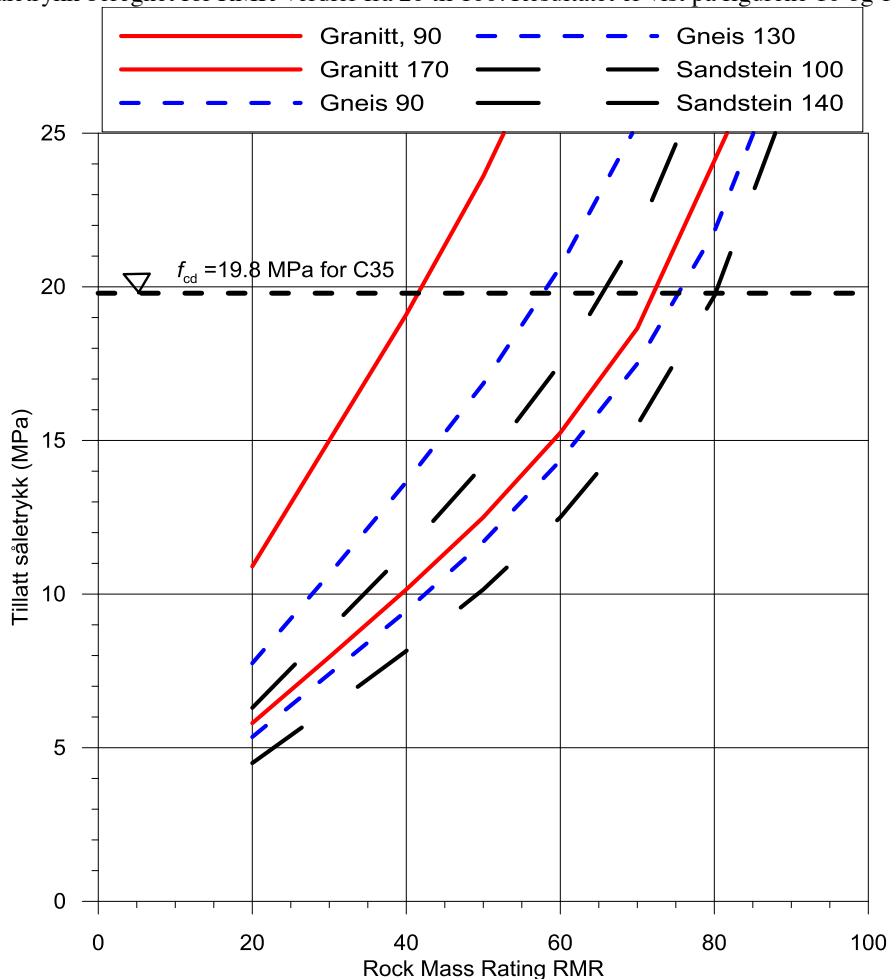
- Den skal være grunnlagt på en anerkjent modell for å beregne bæreevne og setninger i berg.
- Den skal forutsette at bergmassen er kartlagt i dagen eller via borehull, kjerner eller borehullslogging. Bergart, oppsprekking og svakhetsoner må være bestemt.
- Den skal forutsette et minimum av prøvetagning og fasthetsprøving, in situ eller i laboratorium.

Kartlegging og prøving skal oppsummeres gjennom et anerkjent system for klassifisering av berggrunnen.

Forfatterne har sett på en mulig prosedyre for en løsning basert på følgende:

- Berggrunnen klassifiseres etter Rock Mass Rating, RMR.
- Prøvingen skal bestemme enaksial trykfasthet på intakt berg, for eksempel ved punktlastmetoden, eller Schmidt-hammer.
- Tillatt såletrykk bestemmes ved hjelp av Hoek og Browns bruddkriterium, d.v.s. global styrke.
- Det er benyttet en partialfaktor for bæreevne, $\gamma_{R,v} = 2.0$.

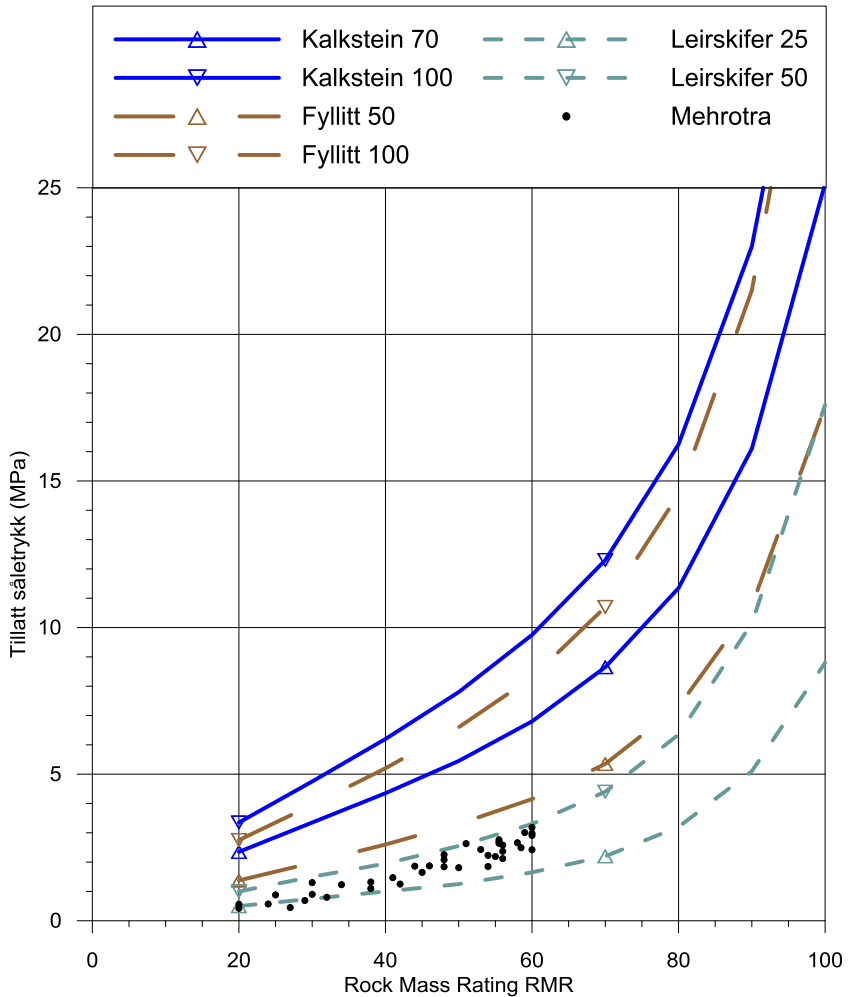
Vi har tatt utgangspunkt i de bergartene som er gitt i tabell 15, hentet fra håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging. For laveste og høyeste trykkfasthet for hver bergart er tillatt såletrykk beregnet for RMR-verdier fra 20 til 100. Resultatet er vist på figurene 10 og 11.



Figur 10 Tillatt såletrykk for granitt gneis og sandstein.

Kort oppsummert viser resultatet at tillatt bæreevne for hard bergarter, figur 10, er bestemt av dimensjonerende trykkspenning i betongen for RMR-verdier over 40 til 80. Det er bare for lave RMR-verdier at tillatt såletrykk er bestemt av fastheten i berget. For bløte bergarter, figur 11, er det fastheten i bergmassen som bestemmer tillatt såletrykk med unntak av for RMR-verdier over 80. Det er godt samsvar mellom resultatene fra platetrykkforsøkene, slik de er tolket av Mehrotra og beregnet tillatt såletrykk.

Vi har valgt å vise disse resultatene ikke fordi de er et endelig løsnings på det manglende regelverk, men for vise at resultatene er i samsvar med en vei som kan være en vei ut av uføret, qua vadis.



Figur 10 Tillatt såletrykk for kalkstein, fyllitt og leirskifer med angitt enaksial trykkfasthet (MPa). Sirklene viser resultat av platetrykkforsøk etter Mehrotra, 1993.

7. REFERANSER

Bergdahl, U., Ottosson, E., & Malmborg, B. S. (1993)
 Plattgründläggning, Svensk byggtjänst, ISBN 91-7332-662-3

BS 8004:1986
 Code of practice for Foundations – (Formerly CP2004)
 British Standard Institution; London; 186 pp.

- Bishoni (B.L. (1968)
 Bearing capacity of a Closely Jointed Rock
 Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, 120 pp.
- Canadian Geotechnical Society (2006)
 Canadian Foundation Engineering Manual 4th. Ed. 481 pp.
- Calding, L.,K. Pause, H. Bengtsson, B. Lundberg, og I. Persson (1965)
 Grundläggning på berg; Grunläggning på packad srängbotten och packad
 sprängstenafyllning; Råd och anvisningar. Svenska Riksbyggen, Handlingar nr. 10, 58p.
- CECW-EG (1994)
 Engineering and Design, Rock Foundations.
 Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, USA (Manual
 No. 1110-1-2908).
- Code of Practice for Foundation (2004)
 Building Department, Hong Kong. <http://www.info.gov.hk>.
- Franklin, J.A. & Dusseault, M.B. (1989)
 Rock Engineering. McGraw-Hill, 600 p.
- Goodman, R.E. (1989)
 Introduction to Rock Mechanics; 2nd. Ed.
 Wiley; New York
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980).
 Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng. Div., ASCE 106 (GT9),
 pp. 1013-1035.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1988).
 The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech.
 Symp., (ed. J.C. Curran), pp. 31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering University of
 Toronto.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002)
 Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference,
 Toronto, 2002, 1 p. 267-273.
- Løset, F. (2004)
 Norges tunnelgeologi, NGI
- Mehrotra, V. K. (1992)
 Estimation of Engineering Parameters of Rock Mass, Ph D. thesis, Dep. of Civ. Eng.,
 University of Roorkee, India

NS-EN 1997-1:2004+ NA:2008

Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering; Del 1: Allmenne regler
139 + 10 pp.

Peck, R.P.; W.E. Hanson & T.H. Thornburn (1974)

Foundation Engineering, 2nd. Ed.
Wiley, New York.

Sowers .F. (1979)

Introductory Soil Mechanics and Foundtions: Geotechnical Engineering 4th. Ed.
MacMillan, New York, 621 pp.

Terzaghi, K. (1943)

Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.

VV Publ.1994:43 (1994)

Allmän teknisk beskrivning för broar Publ 1994:3 BRO 94 3. Grundläggning.

Wyllie, D.C. (199)

Foundations on Rock, 2nd. Ed.
E&FN Spon; London & New York; 401 pp.

Pullout strength and critical embedment length of fully encapsulated rebar bolt

Authors: Gunnar Kristjánsson, Høien Are Håvard and Charlie Chunlin Li

1. Introduction and purpose

Pull-out testing was carried out in a laboratory at Norwegian University of Science and Technology (NTNU). In collaboration with Statens Vegvesen and Professor Charlie Li, supervisor of this project, it was decided to perform pull-out tests on 20 mm rebar bolts and grout the bolts with Rescon Zinc bolt cement mortar. The material is the same as its intended construction use. The rock bolts are also installed in the same manner. Both rebar bolts and the cement mortar are commonly used in underground projects in Norway.

This test was performed to evaluate the critical length of fully grouted rebar bolts (see figure 1). This critical length is defined as the greatest grouted length of the bolt wherein the bolt is pulled out hydraulically without the failure of the rod. From a plot of load versus displacement the load bearing capacity of the bolt can be seen. In this pull-out test different embedment lengths and variation in cement-water mixing ratios of grout were used. Uniaxial compressive strength testing was also performed on the cement mortar with variation in cement-to-water mixing ratios.

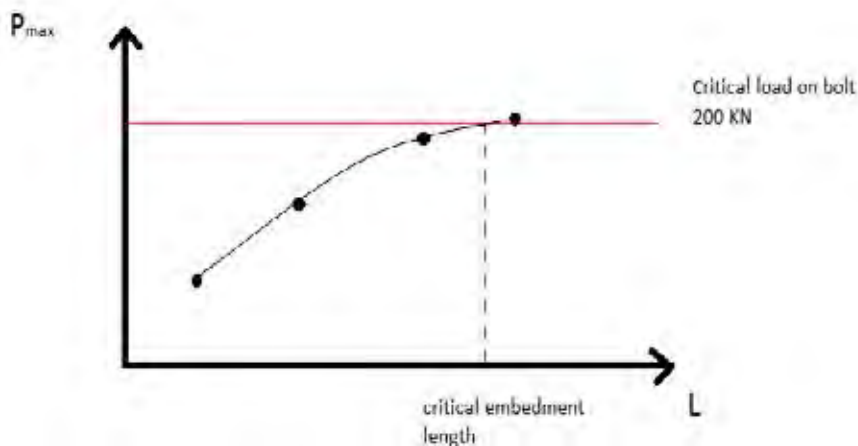


Figure 1 - The critical length is defined as the greatest grouted length of the bolt wherein the bolt is pulled out hydraulically without the failure of the rod. The first three points (bolts) on the graph are pulled out without any failure. The embedment length for point number four is longer than the critical embedment length. It means that before the bolt is pulled out it breaks. It is necessary to test two bolts, one just before the critical point and other right after. The rebar bolt used in this test is capable of bearing 200 KN before it breaks. As embedment length increases, more loads are required to obtain failure.

1.1 Pullout test

Following is a definition of a pull out test:

Rock bolts are installed in the same manner and material as their intended construction use. They are pulled out hydraulically and at the same time the displacement of the bolts head is measured. The rock bolts are pulled until the anchor system or the rock fails. The results from the testing are calculated from the plot of load versus displacement and that gives us the ultimate and working capacities of the rock bolts (Scribd, 2011).

The objective of pull out testing is to measure the working and ultimate capacities of a rock bolt anchor. Ultimate capacity is the maximum load sustained by the anchor system and working capacity is the load on the anchor system at which significantly increasing displacement begins. Load is the total axial force on the rock bolt. The displacement is an important measure to find the ultimate and working capacities. The displacement is the movement of the rock bolt head. Failure in rock bolt testing happens when the anchor system or rock are not able to sustain increased load without rapidly increasing deformation. Sometimes the peak load itself cannot be sustained.

Pull-out testing does not measure the entire roof support system nor include tests for pre-tensioned bolts or evaluation on mine roof support system. Pull-out tests apply to mechanically, cement- and resin-grouted, or other similar anchor systems.

Information gathered from pull-out tests may give a quantitative measure of the relative performance of different anchor systems in the same rock type. Data from the testing can be used to select a suitable anchor type and determine bolt length, spacing and size.

It is important to conduct anchor pull tests in all rock types in which construction bolts will be installed. Also, a sufficient number of tests should be taken to determine the average bolt capacities (ASTM International, 2014).

2. Specimens

2.1 Rock bolts

20 mm fully grouted rebar bolts were used for the tests. The ultimate load bearing capacity of the 20 mm rebar bolts is 200kN. The steel strength of the rebar is 630 MPa, where it is found by multiplying the cross section of the rebar bolts with the ultimate load.

2.2 Cement grout

The capacity of rock bolts depends on the water-to-cement ratio. For example, a lower amount of water used in the mix may increase the bolt capacity by 50-75%. However, if the ratio becomes too low the mix will be undesirable and impractical. The Rescon Zinc bolt cement mortar used in the mixture consists of both cement and silica. The silica has many abilities. It makes it easier to pump the grout (Høien, 2014). Therefore, to find the accurate water-to-cement ratio of the mix the following calculations have to be made (Ratios from Table 1 are used in the calculations):

$$\frac{\left(\frac{\text{water}}{\text{cement}}\right)}{\left(\frac{\text{water}}{\text{cement} + \text{silica}}\right)} = \frac{0,49}{0,29} = 1,7 \quad (1)$$

For instance, if the aim is to find w/(c+s) ratio that corresponds to w/c ratio: 0.49, the calculations above gives:

$$\frac{0,49}{1,7} = 0,29 \quad (2)$$

The same method is used to find other w/(c+s) in this project.

Table 1 – This table was used to find the accurate water to cement ratio of the mixture in the test (Skjølsfold, 2011).

Mix	1	2	3	4	5	6
Water per 25 kg	7,25	6,96	6,36	6,07	5,77	5,48
Water/(cement+silica)	0,29	0,28	0,25	0,24	0,23	0,22
Water/cement	0,49	0,47	0,43	0,41	0,39	0,37

A lot of time was spent on determine the most suitable water-to-cement ratios for the testing. Finally, three ratios were used to evaluate the influence of the water-to-cement number of the critical length; 0.40, 0.46 and 0.50. For all three ratios different embedment lengths of the bolts were tested to find out how the capacity of the rebar bolts would change with different length. Table 2 shows all the different specimens used in the pull-out test.

Table 2 – Number of bolt samples. The main focus on w/c ratios: 0.4, 0.46 and 0.5. However, two bolts tested with w/c ratio: 0.375.

Embedment length (cm)	Water-cement ratio			
	0.375	0.40	0.46	0.50
10	1	3	3	3
15	X	3	X	X
20	X	3	3	3
25	X	X	3	X
30	X	3	3	3
40	1	1	X	2
Total	2	13	12	11

Three cement mortar samples were also added for each of the water-to-cement numbers. The samples were then tested to determine the uniaxial compressive strength (UCS) of the cement mortar (see Table 3).

Table 3 – Number of cement mortar samples. Dimension of the cubes are: 100*100*100 mm.

w/c-ratio	0.40	0.46	0.50
Cubic samples	3	3	3

From the test results the aim was to find:

- Critical grouted bolt length to the typical 20 mm rebar bolts
- Relationship between the critical bolt length and w/c-number
- Relationship between the critical bolt length and the uniaxial compressive strength of the cement mortar

3. Test arrangement

3.1 Equipment

Below is a list of necessary equipment and materials for the test preparation and the pull-out test itself;

- Concrete block
- Drilling machine with a 46mm diameter cutter
- Frame to estimate the location of every borehole
- Water (different amount for each different w/c ratio)
- Rescon Zinc bolt cement mortar
- Hand-held drill mixer for the cement mortar
- Grout mixer with a pump to fill up the boreholes
- Rebar bolts with different embedment lengths.
- Frame to keep the bolts from dropping into the holes
- Tape to fasten the bolts to the frame
- Hydraulic jack with a hand pump and cylinder
- Cylinder base. The measured length of the base and the cylinder was 60 cm. This length is called the stretch length of the bolt.
- Wedge (fastening device) attached to the bolt. Transfer tensile load from jack to the bolt
- Ropes to keep the cylinder steady while performing the test
- Extensometer to measure the displacement
- Caliper to measure the displacement for some bolts
- Measuring tape and marker pen
- Computer for test results
- Safety equipment



Figure 2 - Strong concrete block, USC ca. 100 MPa. The frame is put on the block and holes are drilled into the block. The diameter of the holes are 46mm and the depth varies between 40 and 50 cm.



Figure 3 – Frame is used to keep the bolts from dropping into the holes and keep the vertical while the grout hardens.



Figure 4 – The length of the bolts from the top of the concrete block up to the end of the bolts is the same for every bolt or 75 cm. The stretch length of the bolt (the length of the base and the cylinder) is however, 60 cm.

4. Procedure

4.1 Drilling and grouting

Rebar bolts with a diameter of 20 mm were grouted vertically, with cement mortar, into a concrete block in a laboratory. First, boreholes were drilled into a strong concrete block, USC ca. 100 MPa. Approximately 50 holes with a diameter of 46 mm were drilled into the block with a depth ranging between 0.40 and 0.50 m. A drilling machine with a 46 mm diameter cutter was used. The drilling was performed horizontally and afterwards all the boreholes were washed carefully to keep all the cuttings away. Then the block was turned with the holes facing the ceiling.

With all the holes ready, the next step is to prepare the bolts for grouting. The estimated embedment lengths of the rebar bolts are shown in table 2. However, despite the different embedment lengths, the same bolt length was measured from the top of the concrete block up

to the end of the bolts for every bolt. The measured length was 75 cm. 60 cm of that was covered with the cylinder and the base. That length is the stretch length of the bolt. The bolts were cut and then prepared for injection.

Water-to-cement ratios of the grout used for the testing are shown in table 3. A hand-held drill mixer was used while mixing the Rescon Zinc bolt cement mortar with the water. When the mixture was fully mixed, it was poured into a grout mixer that contained a pump. Then the prepared grout mortar was pumped into the holes and the bolts inserted to the center of the drilling holes with different embedment lengths. It is important to ensure that the grout mortar is perfectly compacted in the hole to prevent inaccurate results. A frame was used to keep the bolts from dropping into the holes (Figure 33). Estimated curing time for the grout was seven days and afterwards the plan was to pull the bolts up under axial loading.

4.2 Pull out test

After the grouting's curing time, the pull-out test was executed. A hydraulic hand pump with cylinder was used for the test. The cylinder and base were placed on the rebar bolt along with a wedge (fastening device) to ensure that the applied load is axial with the load. The wedge transfers tensile load from the jack to the rebar. Robes were then used to keep the cylinder steady while the test was carried out. Finally, an extensometer was arranged above the rebar to measure the displacement.

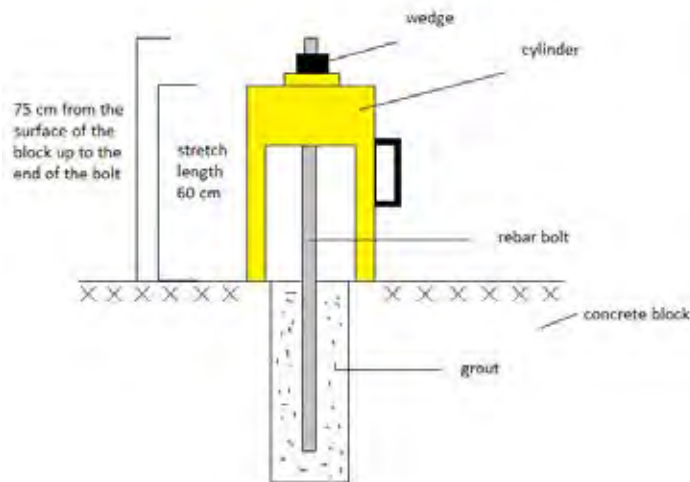


Figure 5 – The pull-out test setup. Rebar bolt grouted in concrete block and hydraulic jack used to pull out the bolt. The tested stretch length is 60 cm.

When the entire setup was completed, the rebar bolts were loaded hydraulically and at the same time the displacement of the bolts head was measured. The load gradually increased until the bolts slid from the grouting or they started to yield or break. The pull-out test was repeated for various grout types and bolts with different embedment length. All load and displacement results from the testing were collected graphically in a computer. Pull-out length was estimated, changes in bolt diameter were measured in bolts that yielded, and the strain of the yielded bolts was calculated. While performing the pull-out tests, all necessary safety equipment was used.

4.3 UCS test

UCS tests were performed on the cement mortar with different ratios to find the uniaxial compressive strength. 10x10 cm cubic boxes were filled up with cement mortar and tested seven days later. The samples were put in a triaxial compressive machine and loaded axially to failure, with no confinement. In this uniaxial compressive strength test the $\sigma_3=0$.

5. Results

5.1 Pullout test results

38 rebar bolts were grouted and then pulled out afterwards in a laboratory. The estimated grouting time was seven days, but for some bolts the grouting time went up to eight days; there were two bolts that were pulled out after eleven days. This may have affected the results. Every rebar bolt was identified with a specific number, subject to the embedment length, water-to-cement ratio and the sample number. In Table 4 the identification system is explained.

Table 4 - Identification system for tested rebar. For instance, if rebar bolt is grouted with w/c ratio: 0.40m, the embedment length is 30 cm and this is the second sample, the identification number of the bolt would be B232

B=Bolt	w/c ratio	w/c number	Embedment length (cm)	Embedment number	ID (three types of every sample)
B	0.59	0	10	1	1,2,3
B	0.375	1	20	2	1,2,3
B	0.40	2	30	3	1,2,3
B	0.46	3	40	4	1,2,3
B	0.50	4	14	5	1,2,3
B			25	6	1,2,3

Results from these 38 rebar bolts are presented below.

5.1.1 W/C ratio: 0.375 – Different embedment lengths

Two bolts with water to cement ratio of 0.375 and embedment length of 10 cm and 40 cm were tested. The grout was too thick and dry, low pump ability.



Figure 6 – Grout was too thick and dry.

From the 40 cm it was possible to estimate how much displacement the bolt tolerated before it break or the critical load on the bolt. The bolt broke and flew 2-3 meters up in the air. It took the extensometer and the wedge with it. After that the measurements were made manually for

a while instead of using the extensometer. Then the test was stopped before the bolt broke and estimated if the bolts were going to break or not.

5.1.2 W/C ratio: 0.40 – Different embedment lengths

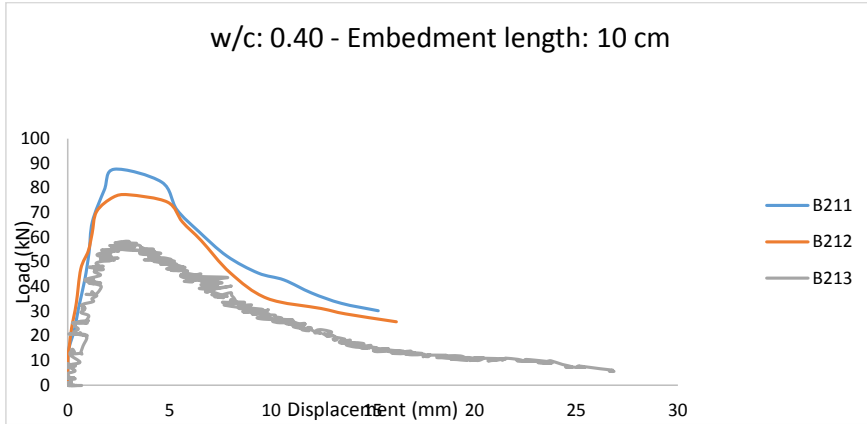


Figure 7 – 10 cm embedment length

10 cm

Three rebar bolts were grouted. The displacement of rebar bolt number B213 was measured using an extensometer but the displacement for the other two, B211 and B212, were measured manually. All bolts slid from the grout. Maximum load reached around 80 kN. B211 had sunk little further than the other two so the embedment length was 2-3 cm longer. Hence, the maximum load was higher for B211. The rebar bolts did not tolerate much load and therefore they began to slide from the cement mortar. The grouting time was eight days.

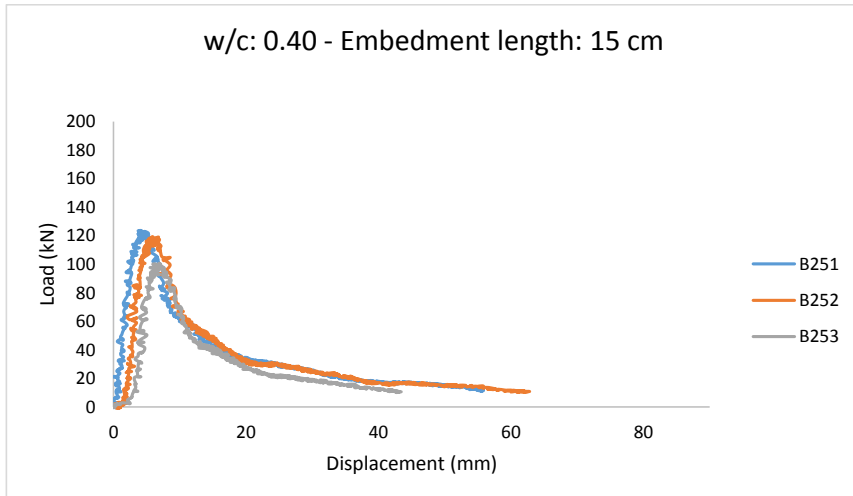


Figure 8 - 15 cm embedment length

15 cm

Maximum load for B251 around 120 kN. Rebar starts to yield around 170 kN so the bolt just slid from the cement mix when the maximum load had been reached. Maximum load for B252 is around 120kN. The bolt starts to slide at the displacement of 10 cm. The final bolt reaches 100 kN. The grout did not fill up the hole completely which resulted with lower load.

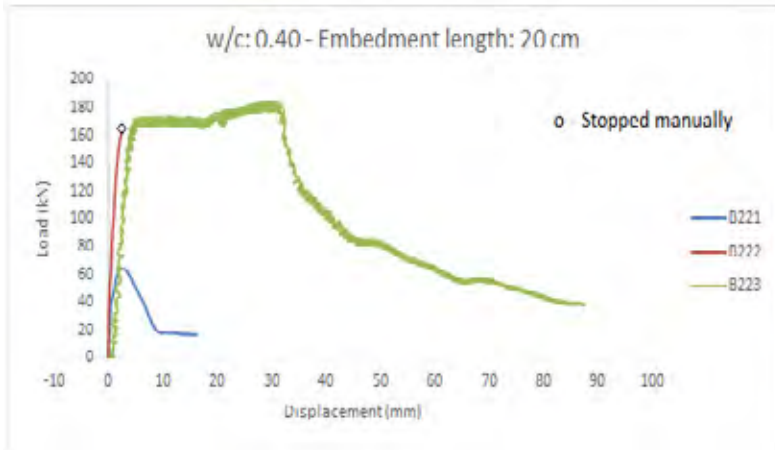


Figure 9 - 20 cm embedment length

20 cm

The maximum load reached only 64 kN for B221. The reason is bad grouting but it did not fill up the hole like it should. Therefore, the maximum load was so low. Maximum load for the other two bolts, went over 180 kN and as the test results shows the bolts reached the yielding point (around 170-175 kN). B223 yielded up to 30 cm in displacement before the bolt slid from the grout and the load started to decrease. All three bolts slid from the grout.

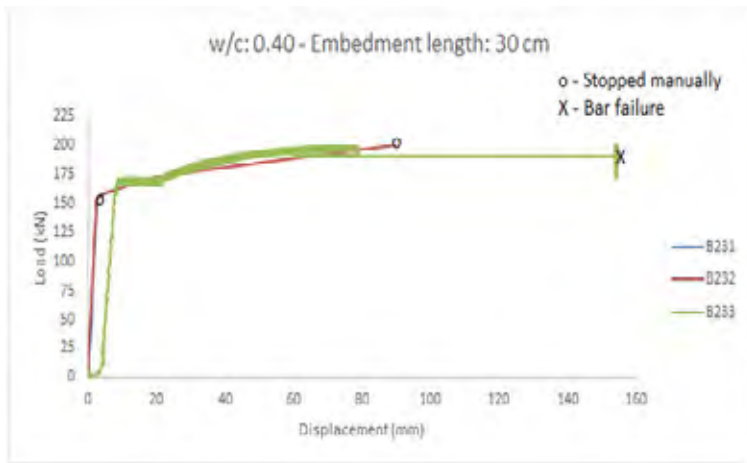


Figure 10 - 30 cm embedment length

30 cm

The load was increased steadily and all three bolts reached the yielding point, 170 kN. The displacement for B231 was low because the test was stopped right away as the bolt had reached the maximum load of 200 kN. The displacement of B232 is longer and the bolt yielded much more than B231. It was going to break when the test was stopped cause of safety reasons. The third rebar, B233, however, broke. The maximum load was 200 kN. The stretch length of the bolt yielded a lot until the bolt broke. The Figure shows how the bolt is necking; the load drops quickly and the bolt breaks.



Figure 11 – 40 cm embedment length. The embedment length was longer than the critical length, so the bolt broke. The reduction in diameter closest to the breakage increased until the bolt broke. The maximum load reached 200 kN.

40 cm

Only one rebar bolt, B241, was grouted with w/c ratio: 0.40 and 40 cm in embedment length. The reason was because the bolt with 30 cm embedment length broke, so the embedment length for that bolt was longer than the critical embedment length.

Maximum load vs. different embedment length

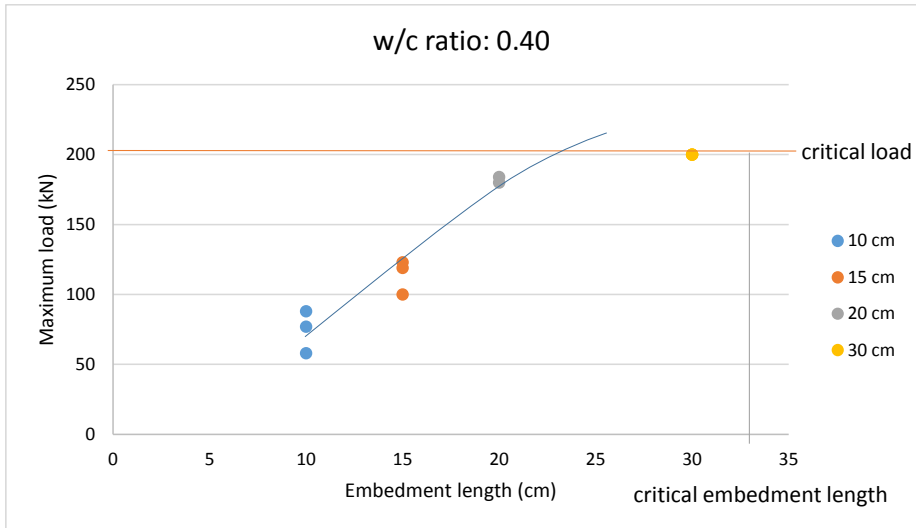


Figure 12 – Maximum load vs. Different embedment length

As mentioned earlier, the critical length is defined as the greatest grouted length of the bolt wherein the bolt is pulled out without any failure of the rod. The maximum load increases with greater embedment length. The bolts with the first three lengths, 10 cm, 15 cm and 20, all slid from the grout. The bolts with 20 cm length were however, close to the critical length. The maximum load reached approximately 180 kN and the bolts began to yield until they slid from the cement. 30 cm embedment length is, however, longer than the critical embedment length. The bolts with 30 cm length reached 200 kN which resulted in breakage of the bolts.

5.1.3 W/C ratio: 0.46 – Different embedment lengths

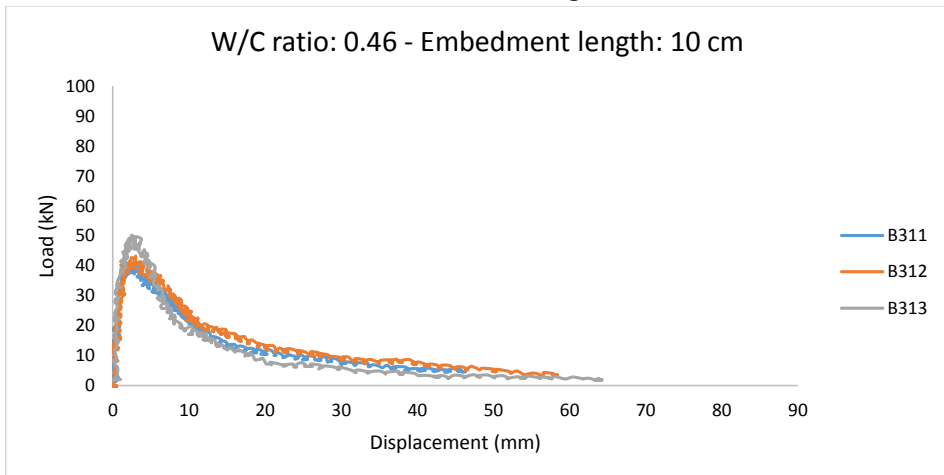


Figure 13 - 10 cm embedment length

10 cm

Similar results for all three bolts. The maximum load reached approximately 50 kN before the bolts slid from the grout. The embedment length was too short so the bolts did not bear much load before sliding.

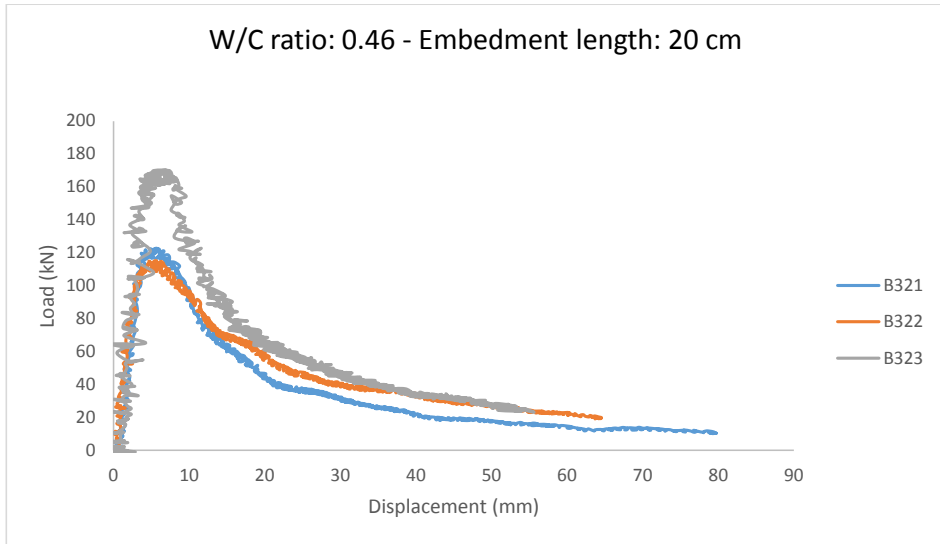


Figure 14 - 20 cm embedment length

20 cm

Similar results for B321 and B322. The maximum load were approximately 120kN for both bolts and they slid from the cement at the displacement of 5-8 cm. The results from B323 were different. The maximum load was much higher, up to 170kN. It is close to the yielding point for the rebars, which is 170 – 175 kN. The bolt had sunk down in the borehole so the embedment length was closer to 25 cm. Therefore, the load was much higher than for the other bolts.

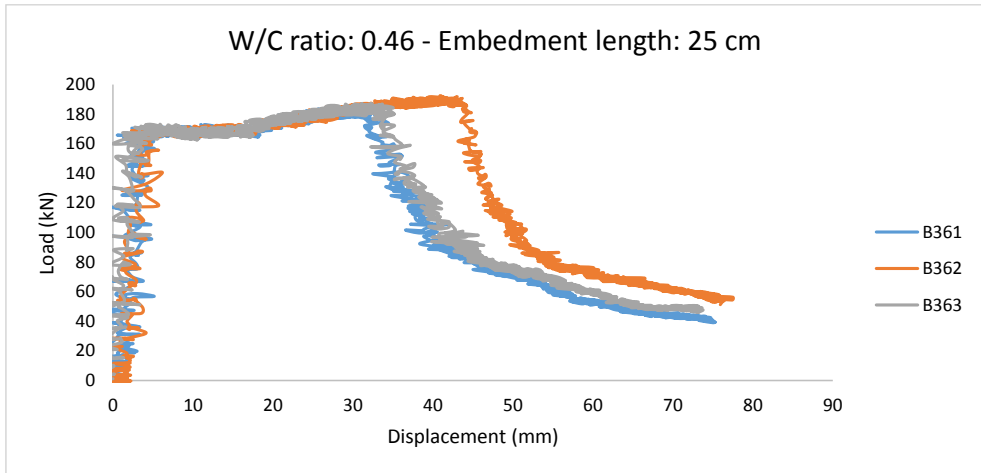


Figure 15 - 25 cm embedment length

25 cm

Similar results for all three bolts. They all reached the yielding point in the testing. The maximum load went up to 192 kN for B362 and like the other two it began to slide afterwards. The displacement when the bolts slid was between 30 and 50 mm. The stretch length stretched when the bolts started to yield.

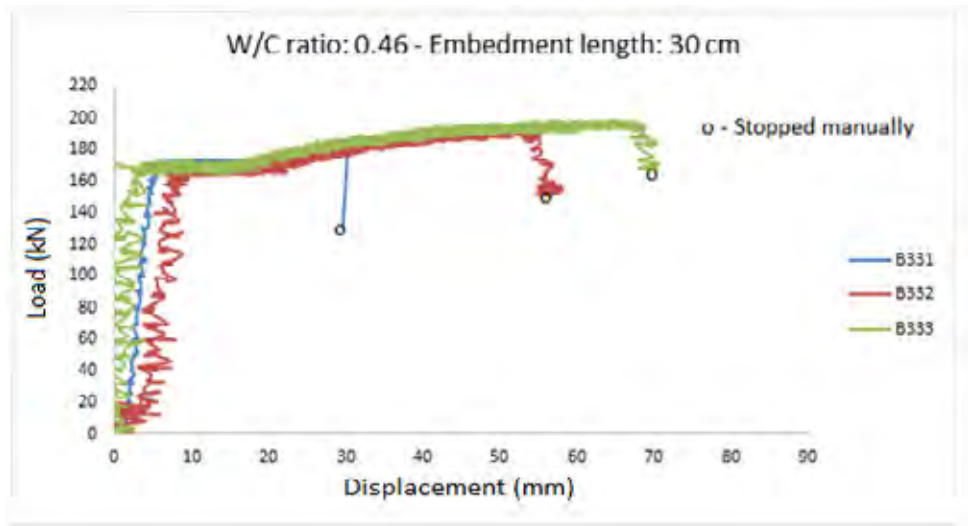


Figure 16 - 30 cm embedment length

30 cm

B331 started to yield when the load reached 170 kN. The bolt had yielded up to 180 kN with displacement of 30 mm when it was decided to stop the test for safety reasons. The maximum load for B332 was higher, almost 200 kN. The bolt started to yield when the load reached 170 kN and from that up to approximately 200 kN the stretch length of the bolt increased. The bolt

slid when the displacement reached 70 mm. The same result was obtained from B333. However, the displacement went up to 70 mm before the bolt started to slide.

Maximum load vs. different embedment length

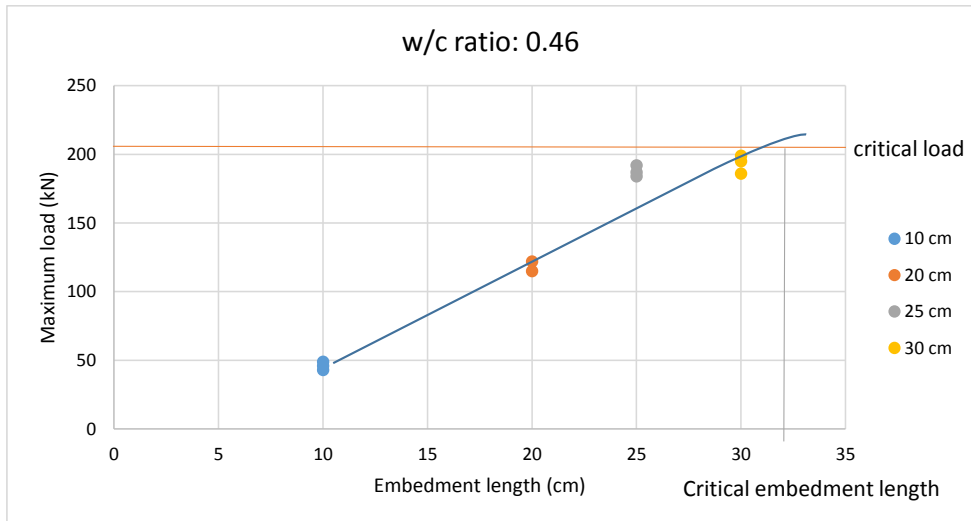


Figure 17 – Maximum load vs. Different embedment length

The first three lengths are under the maximum load at which the rebar bolts will break. The fourth embedment length, 30 cm, was on the verge of being the critical length. The maximum load reached 200 kN but the curve dropped before the bolts broke at the displacement of 50 – 70 cm. The bolts slid from the grout. Therefore, there was no bolt grouted with a water-to-cement ratio of 0.46 that had longer embedment length than the critical length. Embedment length between 30 and 35 cm is a recommended length to see if the bolt will break.

5.1.4 W/C ratio: 0.50 – Different embedment lengths

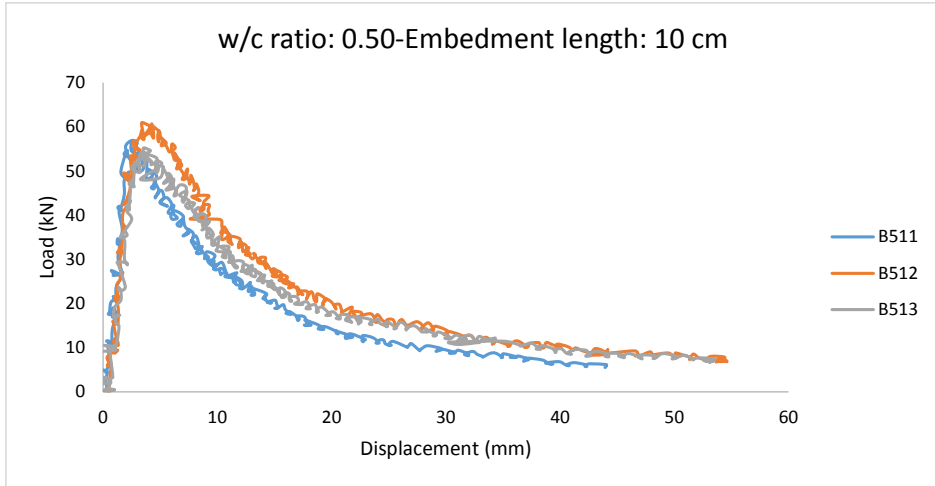


Figure 18 - 10 cm embedment length

10 cm

Similar results for all three rebar bolts. The maximum load is between 50 and 60 kN and the displacement is 5-10 mm when the bolts slid from the grouting. The bolts do not tolerate high load wherein the embedment length is too short and the water to cement ratio is rather high.

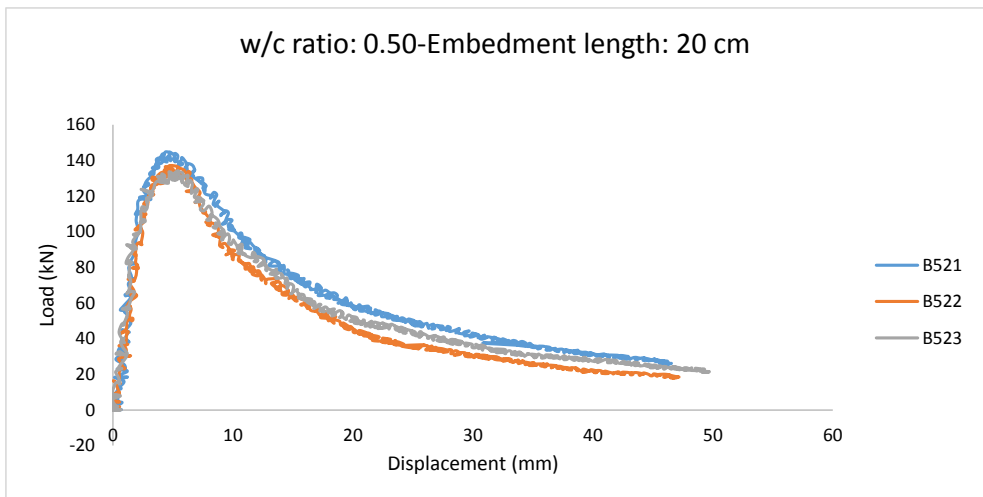


Figure 19 – 20 cm embedment length

20 cm

Similar results for all three bolts. The maximum load was between 130 and 145 kN. All three bolts slid from the grouting with displacement up to approximately 10 mm.

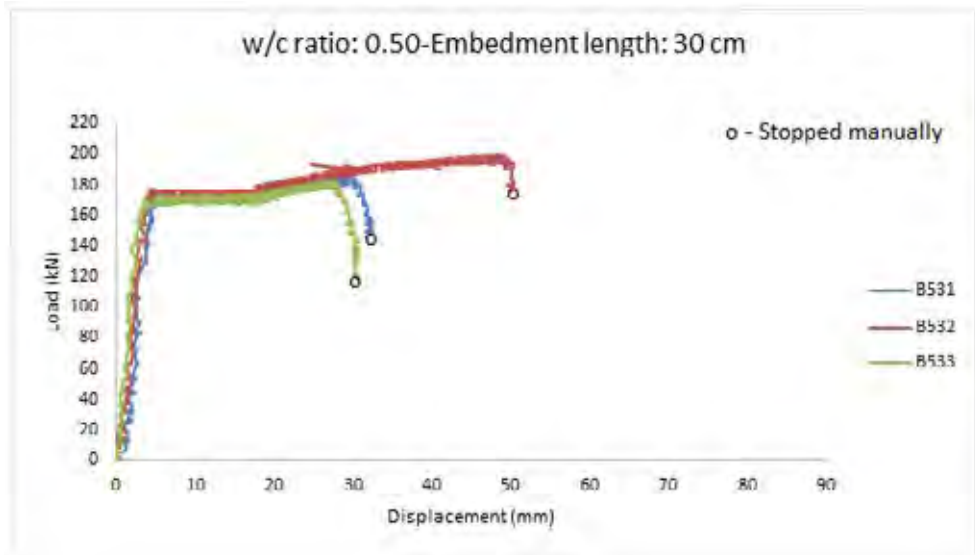


Figure 20 – 30 cm embedment length

30 cm

All bolts yielded when the load reached 170 kN. From that up to the maximum loads, with 30-50 mm in displacement, the stretch length of the bolts increased until they slid. The maximum load of B532 was 199 kN before it slid from the cement mortar. The rebar bolts were close to the critical embedment length. However, the bolts did not break and if the pull out test had been carried on the curves would have shown the load decreasing gradually, not dropping quickly as happens if bolts break.

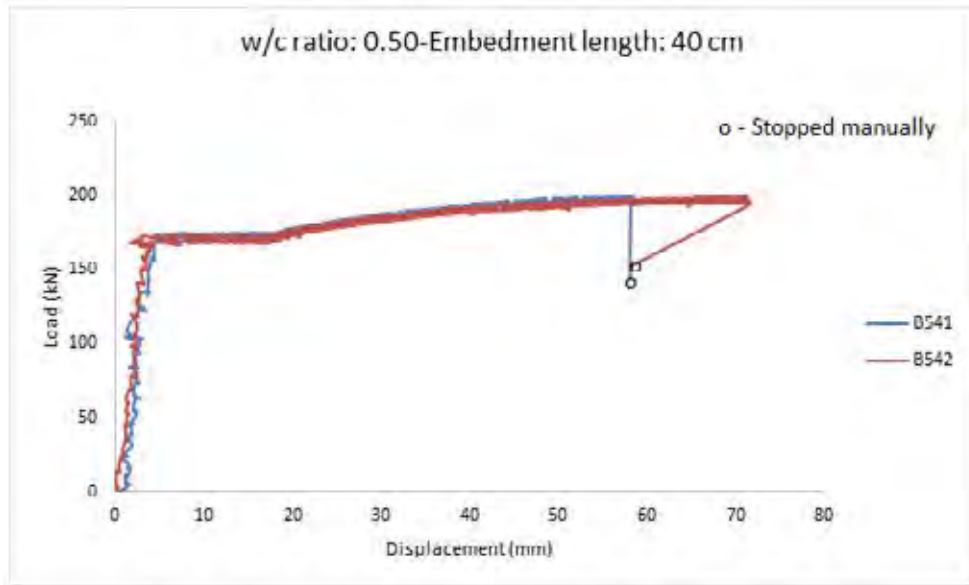


Figure 21 - 40 cm embedment length

40 cm

Both bolts, B541 and B542, started to yield around 170 kN and the maximum load for both bolts went up to 200 kN. B541 was going to break but to keep the extensometer safe the load was decreased and the pull out test stopped. B542 was also going to break but the test was carried out until the displacement had reached 70 mm and then it was stopped.

Maximum load vs. different embedment length

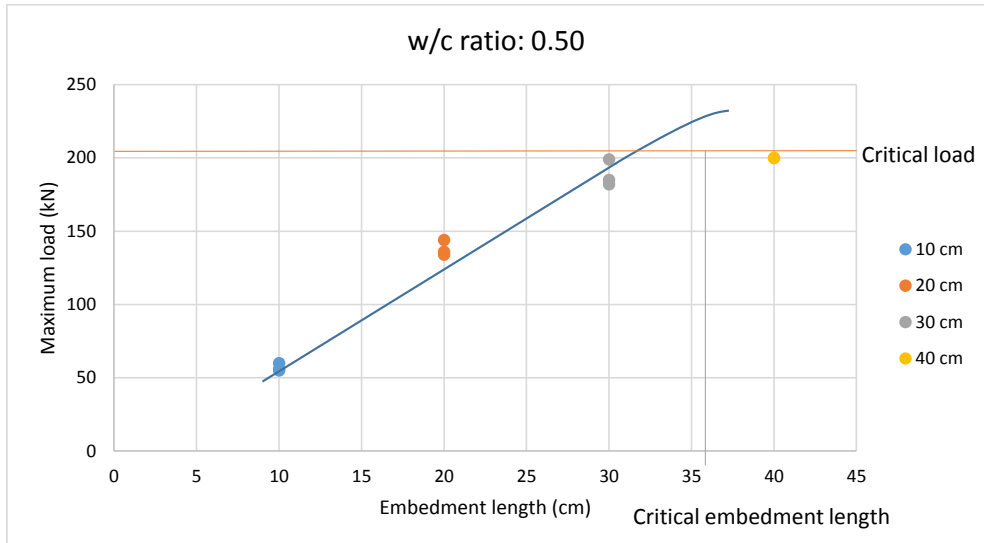


Figure 22 – Maximum load vs. Different embedment length

The maximum load for the three first lengths is below 200 kN but the rebar bolts used only tolerate 200 kN and up to 95 cm in displacement. The bolts with 40 cm embedment length went over the critical embedment length. They were tested and stopped just before they were going to break. The critical embedment length, or the greatest length were the bolts are pulled out without breakage, is therefore between 30 and 40 cm, closer to 30 though.

5.2 Reduction in diameter and strain measurements

Equation below was used to find the strain of the yielded bolts:

$$\varepsilon = dl/l_0$$

- dl = change of length (cm)
- l_0 = initial length (cm) (60 cm)

The stretch length of the bolts was measured before every test and then measured afterwards. Two marks were put on the bolts to identify the stretch length so there would not be any mistake when the stretch length was measured afterwards. The first mark was on the bolt, closest to the surface of the concrete block, and the second one was 60 cm up from the concrete block. Diameter of the bolts was also measured before and after every test.

Some tests were stopped before the bolts break and therefore the reduction would be more than the measurement shows. If the strain became more than 10% the bolts broke. The reduction was more than 1.5 mm when breakage occurred.

Table 5 - Reduction in diameter and strain measurements of yielded bolts taken together in a table. The measured stretch length before testing was 60 cm. The reduction is more as the load is higher. Some tests were stopped before the bolts break and therefore the reduction would be more than the measurement shows.

Bolts number	Reduction in diameter (mm)	Strain (%)
B222	0.15	2%
B223	0.85	4.2%
B231	0.20	2.5%
B232	1.4	10%
B233	Breakage	Over 10%
B361	0.80	3.3%
B362	0.95	5.3%
B363	0.85	3.6%
B331	0.50	3.5%
B332	0.85	7.3%
B333	1	8.3%
B531	0.65	2%
B532	0.69	6.1%
B533	0.76	3.3%
B541	1.26	7%
B542	1.51	10%

5.3 UCS test results

Uniaxial compressive strength test was performed on cement cubes. The aim was to find the relationship between the critical bolt length and the uniaxial compressive strength of the cement mortar. UCS tests were conducted on cement cubes with three different water-to-cement ratios. Grout with the water to cement ratio of 0.375 is too dry and the pumpability not good enough. Therefore, grout with higher water to cement ratio was used for grouting. The tests were carried out in two separate days. The UCS are supposed to decrease with increasing water to cement ratio (Hoek, 2007). The results given in figure 23 show that.

Uniaxial compressive strength test vs. Water to cement ratio

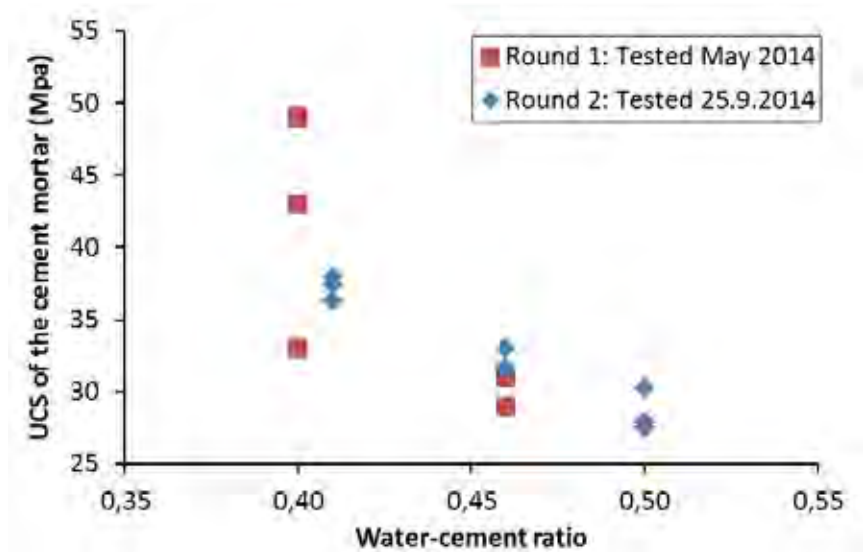


Figure 23 - UCS test versus water/cement ratio. The results show the relationship between the critical bond length and the uniaxial compressive strength of the cement mortar.

The cement cube with the ratio of 0.40 had UCS around 33 MPa up to 50 MPa in round 1 while cement cubes with the same ratio, tested few months later, had three similar results, around 37 MPa. All results with w/c ratio of 0.46 were similar. The UCS was between 30 and 35 MPa. Finally the results from w/c ratio of 0.50 are shown in the figure. The UCS decreases and is under 30 MPa. The aim was to find the relationship between the critical bolt length and the uniaxial compressive strength of the cement mortar and it shows that when increasing the w/c ratio the UCS decreases.

6. Conclusion

The purpose was to find the relationship between critical bolt length and w/c ratios. The test results show that the critical length increases with higher water-to-cement ratios. Rebar bolts grouted with a water-to-cement ratio of 0.40 are capable of tolerating more load when they are grouted with shorter embedment lengths than, for instance, bolts with the ratio of 0.50.

Critical length for 0.40: Between 25- 30 cm

Critical length for 0.46: Between: 30 – 35 cm

Critical length for 0.50: Between 30 – 40 cm

In most cases the maximum load was higher for bolts grouted with lower water-to-cement ratio even though the bolts were grouted with same embedment length. As the tests results show, the water-to-cement ratio has a great impact on the load bearing capacity of the fully grouted rebar. Before the tests were performed some investigations were made on possible ratios for the grouting. Results showed that grout with a water-to-cement ratio lower than 0.40 were not usable for the testing. Specimen with water-to-cement ratios of 0.35 and 0.375 were too dry and did not have good pumpability. It is important that the grout is pumpable without being too fluid or too dry. Also, it is important to ensure uniform mixing between grout and the water. That was not possible with a ratio lower than 0.40. The estimated grouting time was seven days, but for some bolts the grouting time went up to eight days; and there were two bolts that were pulled out after eleven days. This may have affected the results. The setting time of cement mortar is an important issue in the application of cement-grouted rock bolts. It affects the stabilizing ability of bolts. It takes time for the cement to set and harden. Results have shown that the first 7 days of grouting the bolt bond strength and the maximum pull-out load of bolts increases rapidly. After 7 days, the tests still increased but more slowly (Kilic et al, 2002).

The strain measurements showed that bolt number B233 (0.40, 30 cm embedment length, third sample) reached more than 10% before it broke. The reduction in diameter increases as the strain becomes higher. For bolt number B233 the reduction was more than 1.5 mm before it broke. One of the objectives was to find the relationship between the critical bolt length and the uniaxial compressive strength of the cement mortar. The results showed when the water to cement ratio is increased the UCS decreases.

References

Are Håvard Høyen, Statens vegvesen, oral source, 6. May 2014

ASTM International (2014). *Standard Test Method for Rock Bolt Anchor Pull Test*. Retrieved 12. March from http://enterprise.astm.org/filtrexx40.cgi?+REDLINE_PAGES/D4435.htm

Hoek (2007). *Rock bolts and cables*. Retrieved 25 January from http://rocscience.com/hoek/corner/14_Rockbolts_and_cables.pdf

Kılıc, A., Yasar, E. and Celik, A.G. (2002). Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt. *Tunnelling and Underground Space Technology* (17), 355–362.

Scribd (2011). *Pull out test for rock bolts*. Retrieved 20. March from <http://www.scribd.com/doc/62402322/Pull-Out-Test-for-rock-bolts>

Skjølvold, O. (2011). *Bergsikringsbolter – prøvegyting med ulik mørtelkonsistens*. Trondheim: Sintef Byggforsk.

FOU PROSJEKT MED MÅLING AV INJEKSJONSTRYKK IN SITU**R&D measuring grouting pressure in situ**

Ingeniørgeolog Lloyd Tunbridge, NGI
Ingeniørgeolog Arnstein Aarset, NGI
Ingeniørgeolog Elisabeth Tønnessen, NGI

SAMMENDRAG

Bakgrunnen for prosjektet er ønske om å få bedre kunnskap om injeksjonstrykk inne i bergmassen ved forinjeksjon. Prosjektet er utført i samarbeid mellom Jernbaneverket, Statens Vegvesen, GMA, BASF, AF Anlegg og NGI.

Et innledende litteraturstudium viste at det er gjennomført ulike labforsøk for å simulere injeksjonsmassens trykk i bergmassen, men det ble ikke funnet dokumentasjon på målinger inne i borehullet.

Først ble det definert hvordan registrering av injeksjonstrykk i praksis best kunne måles inne i bergmassen. Prosjektgruppen kom fram til at det ved å måle trykk inne i flere injeksjonshull under injeksjonspumping ville kunne gi interessant informasjon. Deretter ble oppgaven å utvikle egnet måleutstyr for å registrere trykk på baksiden av pakkerne inne i injeksjonshullene.

Innledende resultater indikerer at det er lite trykkfall mellom målt verdi på injeksjonsriggen og målt trykk inne i borehullet. Trykk målt på injeksjonsriggen ligger generelt litt høyere (<5%) enn trykket målt inne i borehullet. Med typisk mørtelstrøm på om lag 30 l/min stemmer det godt overens med tidligere utførte beregninger og labforsøk med bruk av normale dimensjoner på slanger og injeksjonsrør. Trykkmålinger på nærliggende hull viser direkte trykkpåvirkning ved injeksjonspumping i nabohull der det er gjennomgang av injeksjonsmasse gjennom sprekker mellom hullene.

SUMMARY

The purpose of the project is to obtain a better understanding of the injection pressure inside the rock mass when grouting. The project is administered as a cooperation between the National Rail Administration, Public Roads Administration, GMA, BASF and NGI.

An initial literature study showed that various laboratory experiments and numerical studies simulating injection pressure in the rock mass have been reported, but no documentation of measurements in situ were found.

Then methods to measure grout pressure inside the rock mass were investigated. It was concluded that measuring the pressure inside multiple injection holes during injection pumping would provide interesting information. Suitable measuring equipment to record

pressure at the back of the packers inside the injection hole was developed and tested in the laboratory.

Preliminary results indicate that there is little pressure drop between the value measured at the injection rig and the pressure measured within the borehole. The pressure measured at the injection rig is generally slightly higher (<5%) than the pressure measured inside the borehole. With a typical mortar flow of about 30 l/min this is consistent with previously performed calculations and laboratory experiments (from the literature study) using the typical dimensions of hoses and injection pipes. Pressure measurements in holes adjacent to those where injection pumping is taking place show a direct response where there is a connection through fractures between the holes.

INTRODUKSJON

For å unngå uønskede innlekkasjer ved tunnelutbygging har omfanget av forinjeksjon økt betydelig de senere årene. Berginjeksjon er både en kostbar og tidkrevende arbeidsoperasjon ved bygging av underjordsanlegg. For å videreutvikle og oppnå mer effektiv utførelse av berginjeksjon er det behov for mer kunnskap om hva som skjer med injeksjonsmassen når den pumpes inn i bergmassen. Dette FoU prosjektet ble initiert under en samling på Island i regi av Nordisk vegteknisk Forbund med tittelen "Effektiv tunnelproduksjon".

Først ble det gjennomført et litteraturstudium med gjennomgang av tidligere utførte teoretiske studier på beregning av injeksjonstrykk i bergmassen. Litteraturstudiet viste også at det er gjennomført ulike numeriske beregninger og labforsøk for å simulere injeksjonsmassens oppførsel og trykk i bergmassen (bla. Janson 1998; Saeidi et al 2013), men det ble ikke funnet dokumentasjon på trykkmålinger inne i borehullet.

Den første oppgaven ble å definere hvordan målinger inne i bergmassen best kunne utføres, og deretter å utvikle hensiktsmessig instrumentering for å måle opptredende trykk. Ved systematisk forinjeksjon bores det normalt en skjerm med 15 til 24 meter lange injeksjonshull i vifte foran stoff. Tanken var å kunne måle opptredende trykk i de nærmeste hullene rundt det hullet det pumpes på.



Figur 1: Injeksjonsskjerm fra test 1, pel 140 på Ankomsttunnel Nord. Stiplet sirkel viser instrumentering for måling av injeksjonstrykk i bergmassen.

Ved injeksjon plasseres normalt en ekspanderende gummipakker med en enveis-ventil et par meter inn i injeksjonshullet. Den muliggjør injisering av mørtel med høyt trykk samtidig som den hindrer tilbake strømming av injeksjonsmasse når pumpingen avsluttes. Pakkerne hindrer også utganger av injeksjonsmasse fra omkringliggende injiseringshull.

Det finnes mange ulike oppfatninger av effektivitet i forbindelse med injisering under høyt trykk. Injeksjonstrykket blir målt ved pumpen, men trykkfordeling i bergmassen og trykktap som følge av strømming gjennom slange, injeksjonsrør, koblinger og lange injeksjonshull har ikke blitt dokumentert.

Dette FoU prosjektet er et samarbeid mellom Jernbaneverket (JBV), Statens Vegvesen (SVV), GMA, BASF, AF Anlegg og Norges Geotekniske Institutt (NGI). Gjennom prosjektet er det utviklet et system for å måle injeksjonstrykk inne i injeksjonshullene under injisering, samt respons til omkringliggende hull. Prosjektet pågår fortsatt, men målinger ved tre ulike injiseringsrunder er gjennomført. De første resultatene fra disse testene er presentert i denne artikkelen. Videre målinger og tolkningsarbeid er planlagt.

TESTOMRÅDET

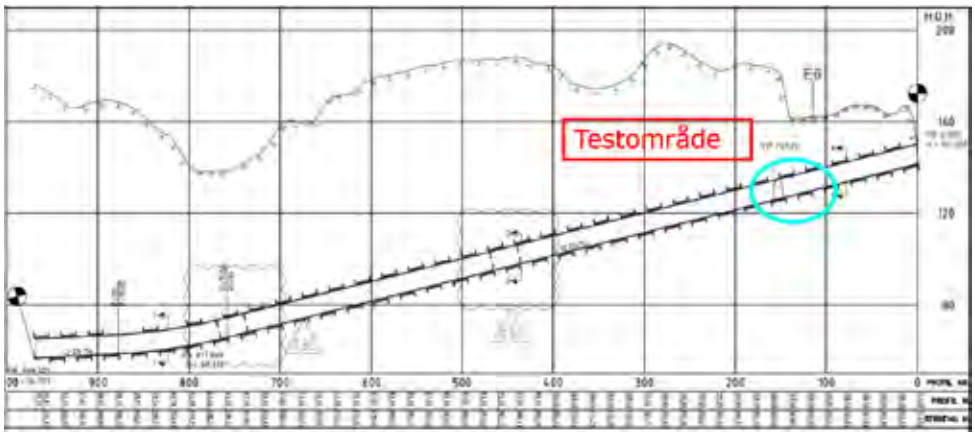
Det er gjennomført målinger på tre injeksjonsrunder i forbindelse med utbygging av to tilkomsttunneler til Follobanen ved Åsland, rett utenfor Oslo (Figur 2). Tilkomsttunnelene, vist i Figur 3 - Figur 6, er ca. 1000 m lange og har et teoretisk tverrsnitt på 70 m². Tunnelene har hatt betydelig innlekkasje og det har vært behov for injeksjon langs store deler av tunnelenes lengde så langt (oktober 2014).



Figur 2: Lokalisering av testområdet ved Åsland pukkverk.



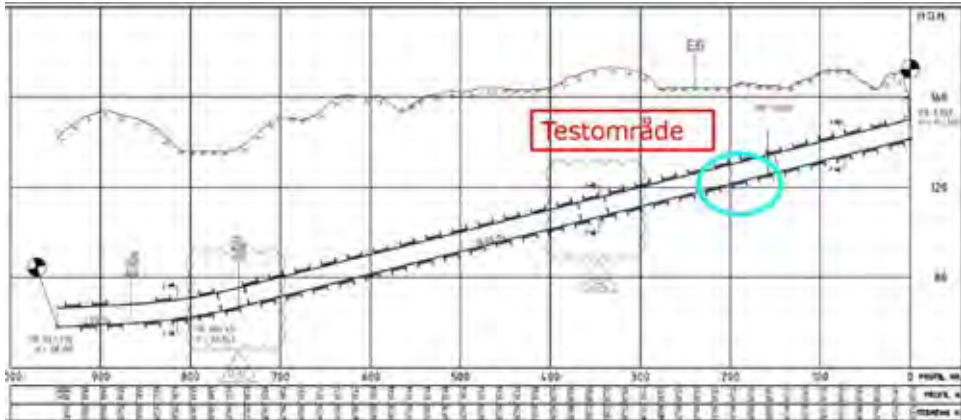
Figur 3: Det første forsøket ble utført ved pel 140 i Adkomsttunnel nord.



Figur 4: Lengdeprofil som viser bergoverdekning ved testområdet i Adkomsttunnel nord.



Figur 5: Forsøk nr. 2 og 3 ble utført i Adkomsttunnel sør.



Figur 6: Lengdeprofil som viser bergoverdekningen for testområdene i Adkomsttunnel sør.

METODER

Utvikling av utstyr

Installasjon av vanlige trykksensorer inne i injeksjonshull er lite hensiktsmessig. Slike måleinstrumenter er kostbare og kan benyttes kun én gang da de blir støpt inn i injiseringshullene. I tillegg er det lite praktisk da installasjon av signalkabler og dataloggere vil forsinke arbeidet i tunnelen. Det ble derfor utviklet et system slik at kostbart utstyr som trykksensor og logger kunne gjenbrukes samtidig som installasjon i injeksjonshullene skulle være så effektiv som mulig.

En liten vannfylt "flat-jack" (metall-"ballong") blir benyttet til å overføre trykk fra inne i borhullet via $\frac{1}{4}$ " stålrør gjennom sliss i pakken til en liten stålkapsel på utsiden av hullet. I stålkapselen ligger det en trykksensor og datalogger som enkelt kan frigjøres etter at injeksjonsrunden er fullført (se Figur 7 - Figur 9). Trykkoverføreren og stålrøret støpes inn. Dette utstyret representerer relativt lave kostnader. Dataloggeren kan derimot brukes flere ganger, da den oppbevares i en vanntett stålbeholder utenfor borehullet, beskyttet mot mørtel. Data-loggeren tilsvarende som benyttes for måling av vannmengde i borehull (70bar).

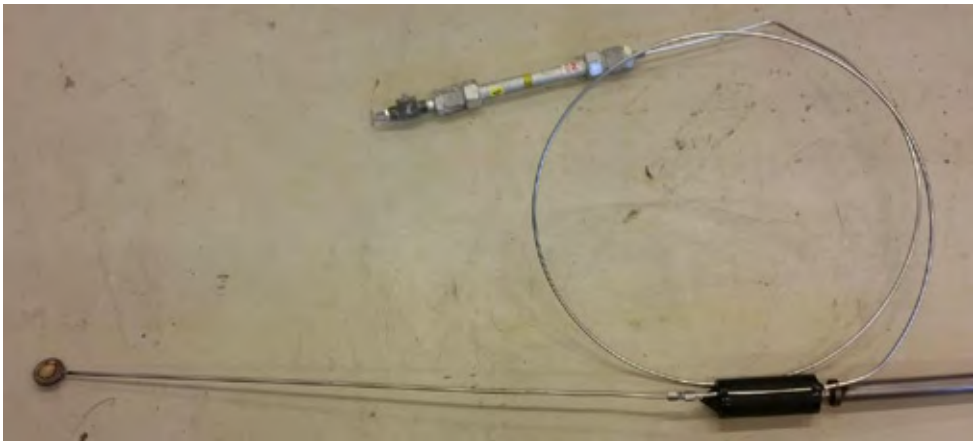


Figur 7: Nærbilde av pakker med $\frac{1}{4}$ stålrør som overfører trykk fra "flat-jack" til logger.



Figur 8: Trykksensor og datalogger som registrerer det overførte trykket fra "flat jack".

Hele målesystemet monteres med pakkeren på injeksjonsstav i forkant av injeksjonsarbeidet (se Figur 9), slik at installering av systemet i injeksjonshullet ikke krever mer tid eller er mer krevende enn en installasjon av en standard stav med pakker. Laboratorie-tester gjennomført på NGI har vist at opprettede trykk blir overført effektivt gjennom systemet fra "flat-jack"-til trykksensoren og data-loggeren.



Figur 9: Komplette måleoppsett med "flat-jack", 1/4" overføringsrør og stålsylinderen med trykksensor med logger.

Gjennomføring av tester

Det er så langt (oktober 2014) gjennomført trykkmålinger ved 3 injeksjonsrunder i adkomsttunnelene ved Åsland. For registrering av trykk inne i bergmassen under injeksjonspumpingen ble det plassert målere i flere injeksjonshull. Figur 10 illustrerer ferdig montert utstyr på stuff.

Data-loggeren på injeksjonsriggen (LOGAC) fungerte ikke da den første testen ble gjennomført, og det finnes dermed kun manuelt avleste data fra injisert mørtel til å sammenlikne med data fra injeksjonshullet. Testen var likevel nyttig, da både utstyr og monteringsmetoder kunne forbedres til etterfølgende tester. Som følge av mye støy i data fra test 1 der "flat-jack" ble plassert nær pakker, er denne fra og med test 2 plassert med ca. 1 meters avstand fra pakker (Figur 9).

Rigg-dataene var ikke synkronisert til riktig klokkeslett og det foreligger ingen tidssynkronisering mellom injeksjonsriggen og logger i borehullet. Av Figur 13 kan en se at formen på kurvene viser samme utvikling og grafene er justert manuelt slik at store endringer i trykk sammenfaller.



Figur 10: Loggerenheter som via 1/4"rør gjennom sliss i pakkeren registrerer data fra trykksensoren

DISKUSJON OG VURDERING AV FORELØPIGE RESULTATER

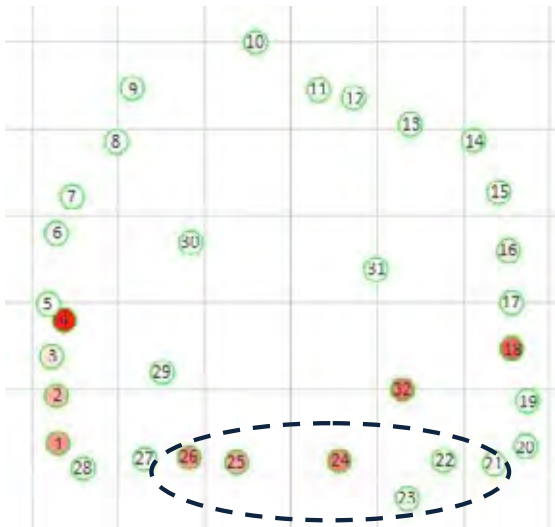
Tabell 1 gir parameterne for hver av de 3 testene som er gjennomført hittil (oktober 2014). I test 2 ble 6 tilgrensende hull målt i sålen på tunnelen, men på grunn av feil på logger foreligger det kun data fra 5 hull. Detaljer fra injeksjonen er vist i Tabell 2 og Figur 11. En sammenstilling av injiseringsstrykket og strømningsvolumet registrert av datalogger på injeksjonsriggen og vårt instrument i test 2, er vist i Figur 13-Figur 15. Trykk og strømningsrate registreres ved injiseringsriggen med 10 sekunders intervall. Trykket viser store variasjoner, som følge av trykkvariasjoner forårsaket av stempel-pumpe, men et gjennomsnittlig trykk kan estimeres visuelt. Vårt instrument registrerer trykk hvert minutt. Mindre variasjoner i dataene skyldes antageligvis en utjevning av strømmingen gjennom slange og rør.

Tabell 1: Oppsummering av parameterne for hver av de 3 testene gjennomført så langt (oktober 2014).

Test	Lokalitet	Overdekning	Totalt injisert masse	Mørtel-type	Antall injeksjons-hull	Antall hull med målinger
1	Nord – pel 140	24,5 m	22528 ℓ	Silica	34	5
2	Sør – pel 195	34,6 m	43988 ℓ	Microsement	32	5
3	Nord – pel 186	53,4 m	21143 ℓ	Microsement	51	5

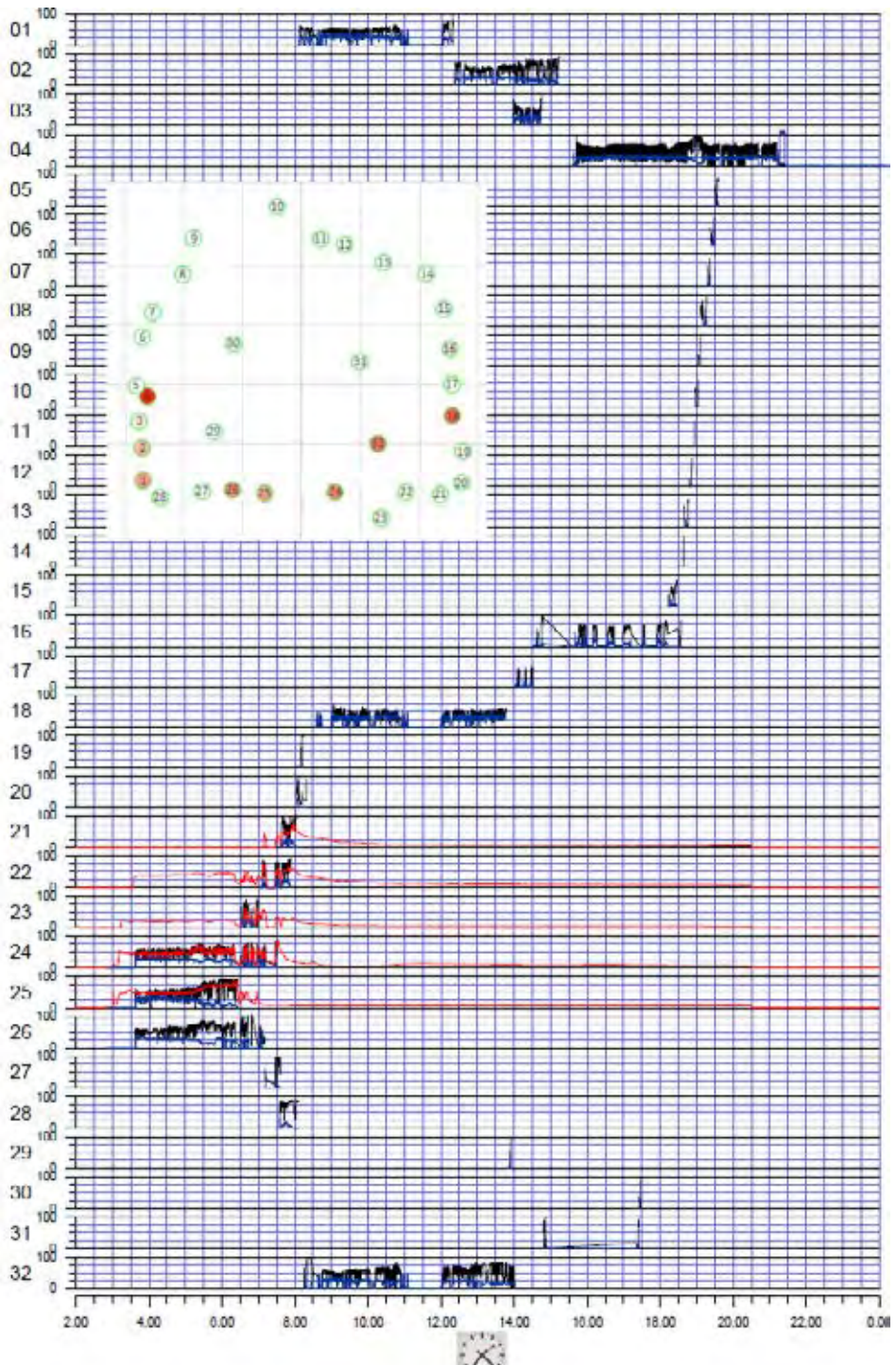
Tabell 2: Data fra injeksjonsrigg på injeksjonshull med målinger for testrunde nr. 2.

Hull nr.	Totalt injisert masse	Initialt trykk	Maksimalt trykk
21	338 ℓ	48 bar	75 bar
22	404 ℓ	53 bar	71 bar
23	156 ℓ	48 bar	60 bar
24	4718 ℓ	45 bar	85 bar
25	3626 ℓ	46 bar	84 bar

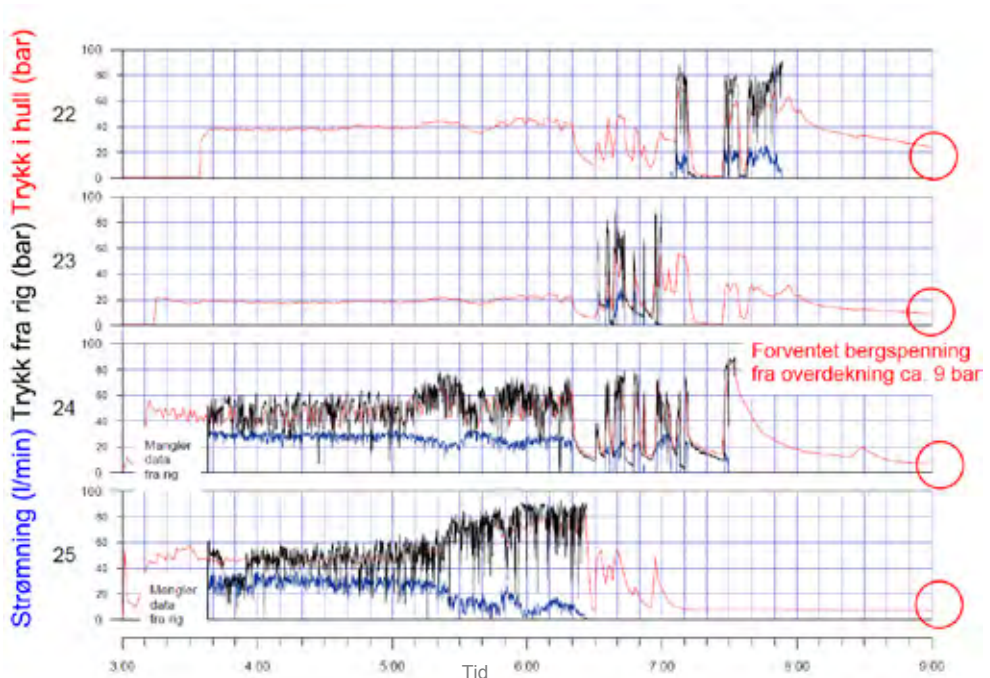


Figur 11: Borhullsplassering basert på data fra borelogg ved pel 194.7, test 2. Styrke på rødfarge angir inngått mengde mikrosement på hvert hull, som varierer fra 0 – 8760 ℓ (hull 4). Stiplet sirkel viser borehull med målinger. For hull 26 finnes det ikke data. Skala på figuren er 2 m rutenett.

Foreløpige analyser av resultatene indikerer at trykk registrert ved injeksjonsriggen er tilnærmet på samme nivå som trykk registrert inne injeksjonshullet. Dette forutsetter sammenlikning med gjennomsnittlig trykk ved injeksjonsriggen. Hele injiseringsforløpet ved test 2 er vist i Figur 12. I noen tilfeller, vist i Figur 16, er en trykkøkning registrert i uninjiserte hull i forbindelse med injeksjon i et nærliggende hull. I andre tilfeller er en trykkøkning registrert i allerede injiserte hull i forbindelse med injeksjon av et nærliggende hull (Figur 16). Forventet bergspenning fra overdekning er ca. 9 bar. Trykk benyttet er svært høyt sammenliknet med dette. Et trykk på ca. 9 bar er registrert ca. 1- 1.5 time etter avsluttet injeksjon i hull 23-25 (Figur 13).



Figur 12: Hele injiseringsforløpet ved test 2. Data fra borehull (rød) og injiseringsrigg (sort) er oppgitt i bar. Strømning er oppgitt i ℓ .



Figur 13: Trykkmålinger fra borehull (rødt) og rig (svart), samt måling av strømning av injiseringsmasse (blått).

Lite trykkfall

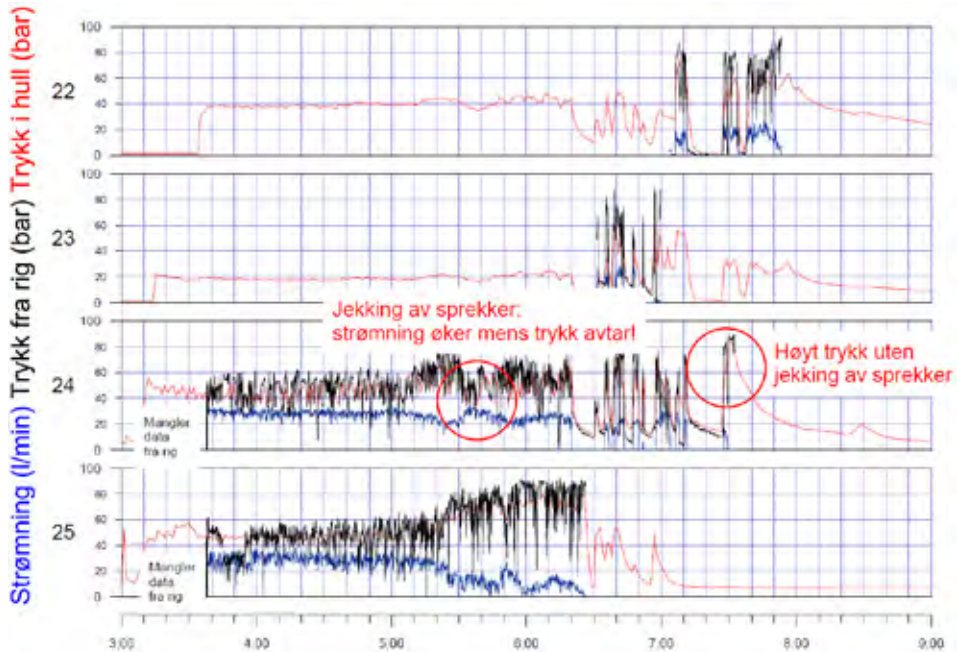
Støy i måledata fra injeksjonsriggen på grunn av pulseringen fra stempelpumpe kompliserer sammenlikningen av trykk registrert på rigg og i borehull. En kan imidlertid ikke se noe betydelig trykkfall i borehullene. I Figur 15 er trykkregistreringene fra injeksjonsriggen jevnet ut til å representere gjennomsnittet over et minutt, og kurvene følger hverandre uten tegn til betydelig trykkfall. Trykk målt på injeksjonsriggen ligger generelt litt høyere (<5%) enn trykket målt inne i borehullet.

Ved forsøkene ble det pumpet med en gjennomsnittlig injeksjonsstrøm på om lag 30 l/min. Både tidligere utførte beregninger og labforsøk har vist at det er lite trykkfall med bruk av normale dimensjoner på slanger og injeksjonsrør (Funehag 2014). Foreløpige data indikerer et trykkfall på mindre enn 10%.

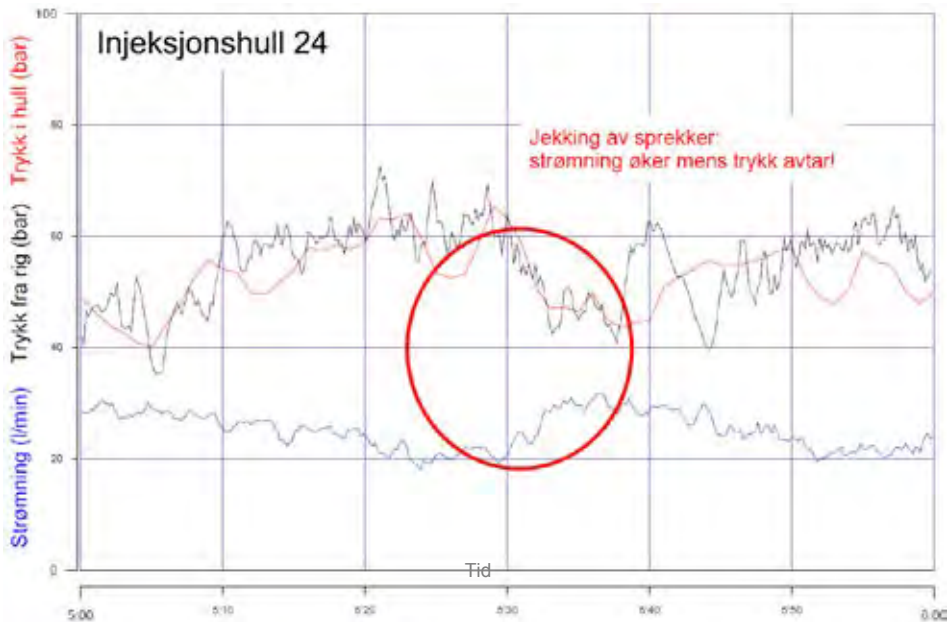
Jekking av sprekker

Figur 14 For injeksjonshull nr 24 i Figur 14 og Figur 15 vises først en trykkoppbygging med avtagende strømning. Deretter er det plutselig avtagende trykk og økende strømningen. Det tyder på en jekking av berget slik at det ble nye åpninger for inntrengning av injeksjonsmasse.

Rett før avslutning av injiseringen ble det på hull 24 registrert økt trykk både inne i borehull og på måleren på riggen etter ca. 20 minutter uten injisert masse. Dette kan skyldes påbegynt herding av injeksjonsmasse i hullet og at trykkoppbygging har medført ny åpning (jekking).



Figur 14: Borehull 24: I etterkant av en trykkoppbygging med avtagende strømning, avtar trykket samtidig som at strømningen øker.

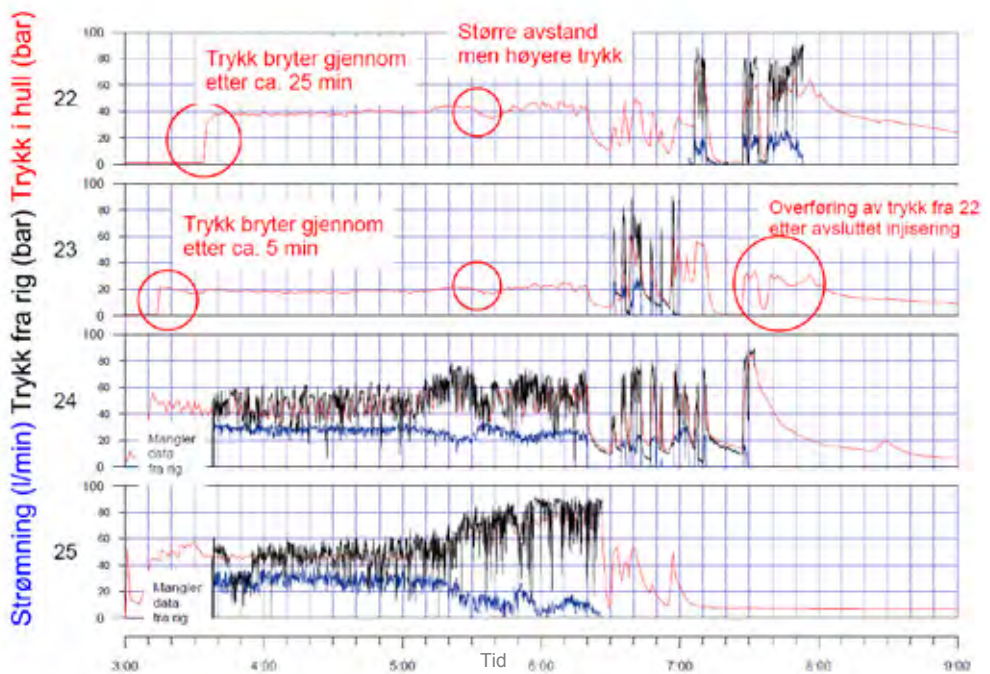


Figur 15: Detaljert utsnitt fra Figur 14, borehull 24. Målingene fra injeksjonsrigg representert ved gjennomsnitt av 6 målinger hvert minutt. Trykkregistreringer i målehull tilsvarer 1 måling hvert minutt.

Gjennomgang

Injiseringen av hull 24 og 25 varte i henholdsvis 4.5 og 3.5 timer. I løpet av denne tiden viser både Figur 13 og 14 en tydelig trykkøkning i hull 22 og 23, henholdsvis 5 og 25 minutter etter injiseringsstart. De registrerte trykkene for nabohullene holder seg rundt 20 og 40 bar, og følger trenden i både tykket målt på rigg og inne i hull 24. Hull 22 som har noe større avstand til injiserte hull enn hull 23 har likevel omlag dobbelt så høyt trykk som hull 23. Selve injiseringen av hull 22 og 23 varte kun i ca. 30-50 min og omfattet kun 156 og 404 l mørtel i forhold til 4718 og 3626 l i henholdsvis hull 24 og 25. Dette indikerer en gjennomgang av injiseringsmasse fra hull 24 og eventuelt 25, gjennom sprekker i bergmassen, og kan antageligvis forklare den lange injeksjonstiden i spesielt hull 24. Det ser ut til å være lite trykkfall mellom hull 24 og 22, med tilsvarende trender i målt trykk.

Etter injeksjon til stoppkriteriet, der strømming avtar og trykket øker, er det en kraftig trykkreduksjon i injeksjonshullet. I hull 25 og 23 vises imidlertid utslag i etterkant av avsluttet injisering med tilnærmet trend i nabohull før trykket avtar og tilsvarende forventet naturlig trykk som følge av overdekningen. Dette tyder på at injeksjonsmassen ikke størkner raskt nok til å hindre påvirkning fra etterfølgende injeksjon i nabo-hull.



Figur 16: Kurver som viser trykkoppbygning ved gjennomgang til nabohull.

KONKLUSJON

Innledende resultater indikerer at det er lite trykkfall mellom målt verdi på injeksjonsriggen og målt inne i borehullet. Trykk målt på injeksjonsriggen ligger generelt litt høyere (<5%) enn trykket målt inne i borehullet. Med typisk mørtelstrøm på om lag 30 l/min stemmer det godt overens med tidligere utførte beregninger og labforsøk (Funehag 2014) med bruk av normale dimensjoner på slanger og injeksjonsrør.

Trykkmålinger på nærliggende hull viser direkte trykkpåvirkning ved injeksjonspumping i nabohull der det er gjennomgang av injeksjonsmasse gjennom sprekker mellom hullene.

Etter injeksjon til stoppkriteriet, der strømning avtar og trykket øker, er det en kraftig trykkreduksjon i injeksjonshullet. Trykket i et hull kan bli påvirket av etterfølgende injeksjon i nærliggende hull, via eksisterende sprekker eller sprekker åpnet i forbindelse med injeksjonen. Injeksjonsmassen størkner tydeligvis ikke raskt nok til å hindre påvirkning fra etterfølgende injeksjon i nabo-hull.

Arbeidet med analysering av innhentet data fortsetter. Det planlegges nye tester for innhenting av data fra andre forhold.

Og til slutt er dette FoU prosjektet en fin opptakt til det store TIGHT prosjektet som skal utføres de neste 4 årene.

REFERANSER

Funehaug (2014): "Tryckförluster i injektionsrör och packers", Silvisko Consulting.

Janson, Thomas (1998): "Calculation Models for Estimation of Grout Take in Hard Jointed Rock", Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm. 117 s.

Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (2010). "Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg". ISBN 978-82-9641-20-0. www.nff.no.

Saeidi, O., Stille, H., Torabi, Seyed R.H. (2013): " Numerical and analytical analyses of the effects of different joint and grout properties on the rock mass groutability", Tunnelling and Underground Space Technology 38 (2013). S. 11–25

Grete Tvedt, Statens vegvesen
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

BJERRUM FOREDRAG NR 24
MEETING TODAY'S GROUND IMPROVEMENT CHALLENGES

James K. Mitchell, University Distinguished Professor, Emeritus

Foredraget gitt muntlig på konferansen.

MASS STABILISATION OF CONTAMINATED SEDIMENTS**Mass stabilisering av forurensede sedimenter**

Noora Lindroos, Marjo Ronkainen, Merja Autiola, Pentti Lahtinen, Juha Forsman, Mikko Leppänen, Ramboll Finland Oy

SUMMARY

The management of dredged, contaminated, sediments constitutes a major problem and challenge for many European ports. One of the technically, economically and environmentally feasible solutions is to apply the mass stabilisation method and utilise the stabilised sediment as a soil filling material or to deposit it environmentally safely as contaminants can be immobilised with selected binder materials. The development of equipment and technics has been remarkable in recent decades and mass stabilisation and process stabilisation have proved to be successful methods for the treatment of sediments. New binder mixtures have been developed for various environmentally and technically demanding materials. Commercial cement and lime products are useful, but also slags, fly ashes and gypsum can often be considered as potential binder mixture components. The results indicate that sediment properties and binders have a clear effect on the strength of the stabilised sediment and the mobility of contaminants from the stabilised material is low.

Keywords: contaminated dredged sediments, mass stabilisation, process stabilisation

INTRODUCTION

Marine sediments are often contaminated in ports, estuaries, and sea channels as a consequence of long history of anthropogenic activities such as industry and port and shipyard operations. The development and maintenance of the ports require dredging and sophisticated handling of contaminated sediments since the level of contamination may inhibit dumping of dredged sediments into the sea. Mass stabilisation and process stabilisation techniques have been developed for the treatment of soft sediment materials, which are often regarded as too poor quality material for earth construction purposes based on their geotechnical properties. By stabilisation also the environmental impacts of the dredged sediments can be affected. The mobility of contaminants can be decreased by physical encapsulation and in some cases also by chemical binding.

Mass stabilisation technology was developed in Finland over 20 years ago. Initially, mass stabilisation was used as a soil improvement method in road construction applications. Mass stabilisation of peat was used for the first time for a pilot embankment in Veittostensuo along highway 12 in the southeast of Finland in 1993 First time this method was introduced as a

way of handling dredged sediments was in the Port of Hamina, in 1996. Mass stabilised sediments were utilised during the construction of a container field in this harbour. After that, this method has been applied to stabilise sediments in various places, not only in Finland but also in other European countries.

The mass stabilisation method has been undergoing constant development to improve its technical, environmental and economic features and also to make it suitable for different type of sediments. The development of mass stabilisation is going on in many levels by developing of binder admixtures; both stabilisation and dredging equipment and processes; quality control, and guidelines (Kujala et al 2010, Lahtinen et al, 2005, 2008, 2009, Forsman et al 2014).

One of the goals has been to obtain sufficiently good technical durability of the stabilised mass in various types of applications. The other issue of concern deals with environmental properties of the stabilisation process with a focus on immobilising contaminants. In practice, this means that a mix of various binder components is developed in a case by case manner. This requires a possibility to use equipment that allows for simultaneous feeding of two components in a right proportion. Taking into consideration technical, environmental and economic reasons, in most cases the best binder mix can be obtained while industrial by-products such as fly ash, slags and gypsum are used. This paper is review article concerning certain mass stabilisation projects that have been carried out in Ramboll Finland Oy during last decade (Havukainen et al, 2008, 2009, 2011, Lahtinen et al, 2005, 2008, 2009, Leppänen et al, 2009, ABSOILS, SMOCS, STABLE).

DEVELOPMENT OF EQUIPMENT

The prototype of the first mass stabilisation equipment was manufactured by the Finnish contractor YIT on the basis of the principles given by Ramboll at the beginning of 1990's. The mixing head of the prototype was a swinging screw which was able to mix the binder and the soil mass both vertically and horizontally even into a depth of 3,0 meters. An improved type of mass stabilisation equipment was developed and entered the market at the beginning of the 2000's. The ALLU mass stabilisation system was developed and is manufactured by the Finnish company ALLU Finland Ltd (nowadays ALLU Stamix Oy). In the improved system the swinging screw was replaced by a rotating drum mixer. The mixer can be mounted into a standard excavator and the binder can be fed from one (or two) feeding unit(s) by using compressed air (Figures 1 and 2). The feeding unit runs on tracks and it is driven and controlled via a control panel in the excavator cabin.

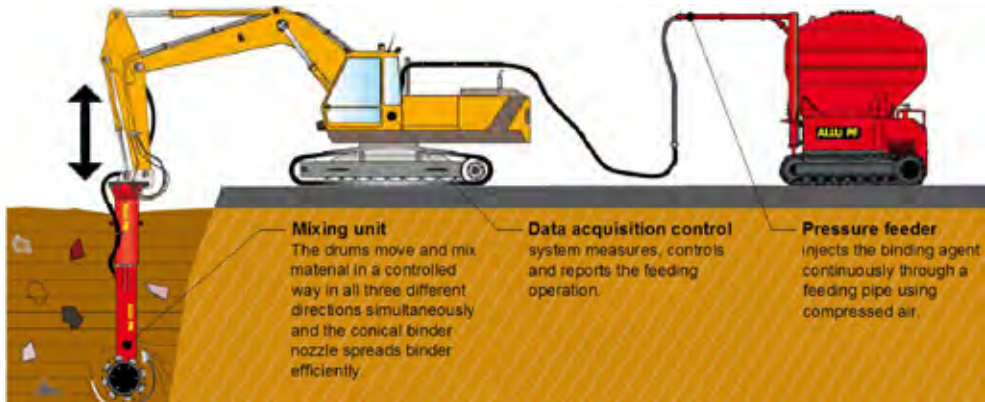


Figure 1. The mass stabilisation system of ALLU



Figure 2. Mass stabilisation in the Port of Yara in Uusikaupunki in 2014

The improved mass stabilisation system can process different types of soil and sediment materials at different conditions even into a depth of 6-7 meters depending on the choice of the mixing head and the reach of the excavator. The working capacity of a mass stabilisation

system depends on the stabilised material but in general it varies between fifty and two hundred cubic meters per hour (Forsman et al 2014). Figure 3 shows mass stabilisation of soft dredged sediment of a foundation for a container storage area of Port of Helsinki in 2005.



Figure 3 Mass stabilisation in the Port of Helsinki in Vuosaari Harbour in 2005.

The treatment procedure of dredged sediment has involved transport of dredged material with barges from the dredging site to the shore and further, eventually, pumping or carrying it with trucks to the filling basin for mass stabilisation. In case the depth of the basin has been more than six meters it has not been possible to stabilize all of the dredged sediment. For these reasons the Finnish contractor Biomaa Oy (nowadays Lemminkäinen) has been developing a process stabilisation system for the treatment of dredged sediments. The process stabilisation was tested for the first time in a real-scale pilot during the LIFE-project STABLE (LIFE06 ENV/FIN/195) in the Port of Turku in Finland. The dredged sediment is fed in to feeding tray which homogenises the dredged sediment. After that the mixture of sediment and binder components are pressurised in two-cylinder mixer. The sediment-binder -mixture is fed for example to a lorry that transports the mixture to the stabilisation basin. The mixture can also be pumped or transported with a band conveyor into the stabilisation basin. The mixing is continuously documented and this way it is possible to follow the amount of different binder components in each mixing batch. This is important data for the quality control. Figure 4 shows the equipment in Turku in 2008.



Figure 4. The process stabilisation equipment of Biomaa Ltd (Lemminkäinen)

The binder sediment mixture is very homogeneous after mixing with the process stabilisation equipment. This decreases the amount of binders needed compared to traditional mass stabilisation method, and also decreases the binder expenses. With process stabilisation equipment both dry and moisturised binders can be used. The capacity of process stabilisation is very high approximately 300 m³/h. The process stabilisation equipment is movable but it is best suited for projects, where the amount of the sediment is high.

DEVELOPMENT OF BINDER-SEDIMENT MIXTURES

The development of a proper recipe for mass stabilisation of sediments involves much more challenges than for the more conventional column stabilisation. Stabilisation of contaminated sediments is highly dependent on sediment matrix, binder materials, contamination and physical conditions such as water content. Additionally, the development of a cost efficient binder admixture is important because the costs of binder materials are usually the principal part of the total costs of the stabilisation process.

Some dredged materials are difficult to stabilize and solidify and require the use of multiple binder components. In case of contaminated dredged sediments the technical challenges are increased by the environmental requirements: The contaminants have to be stabilised and/or the dredged material made so solid and impermeable that any leaching or other release of the contaminants into the surrounding environment is impossible.

SMOCS (Sustainable Management of Contaminated Sediments) project carried on during 2010-2013 in the Baltic Sea Region Programme of the EU aiming at introducing innovative, economic, sustainable and environmentally safe solutions to the management of contaminated

sediments in the ports of the Baltic Sea Region. During the SMOCS project one task was to study both the technical and environmental properties of stabilised, contaminated sediments in laboratory (Autiola et al, 2012, Lindroos et al, 2012, Kohonen et al, 2012). The investigated sediment samples originated from different parts of the Baltic Sea: from Finland (Port of Kokkola, West Harbour in Helsinki), from Poland (Port of Gdynia) and from Lithuania (Port of Klaipeda) and one sample comes from River Kymi in Finland.

The studies focused on the technical and environmental properties of sediment-contaminant-binder matrix: the effect of different binder qualities and their amounts on strength; the effect of different sediment properties on strength; the effect of different binder qualities and their amounts on leaching/binding of contaminants. The binder materials used in laboratory tests included both commercially available binders and industrial by-products/wastes such as different cement qualities, blast furnace slag, gypsum products, fly ashes, oil shale fly ashes and lime products.

Examples of the effects of sediment properties on 1-axial unconfined compression strength (UCS) is shown in figure 5. The higher is the water content (w) or organic matter content (LoI) of the sediment sample, the lower is UCS generally when binder amount is kept constant. Other properties of sediment that can have influence on the UCS are e.g. grain size distribution, possible contamination, sulphide/sulphate content.

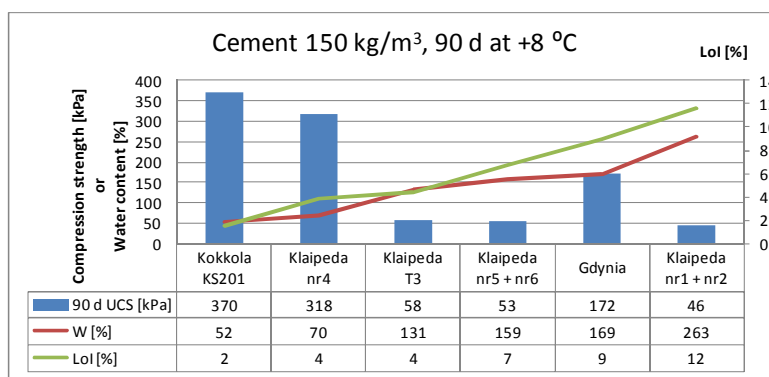


Figure 5 The effect of water content and organic matter content of sediment sample on UCS with constant binder amount. Individual samples are from the Port of Kokkola, Port of Gdynia, Port of Klaipeda. Ce = Portland cement, CEM II/A-M(S-LL) 42,5 N. Curing: 90 days at +8°C.

By using industrial by-products or wastes as binder material the amount of commercial binder (cement) can be decreased (figures 6 and 7). Especially oil shale fly ash proves to be an effective binder material because it is rich in free lime. By using fly ashes and gypsum, binder costs can be reduced and still reasonable strength for the material can be reached. Carbon dioxide emissions can also be lowered compared to the alternative case where only cement is used as binder, because the production of cement releases approximately 700 kg of CO₂ per ton.

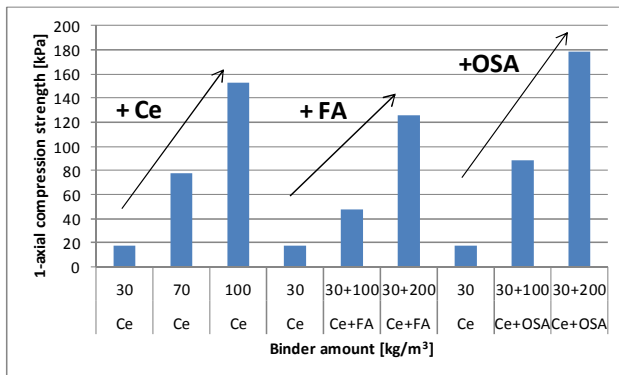


Figure 6. The effects of binder amount and quality on UCS. Samples are from the Port of Kokkola. Ce = Portland cement, CEM II/A-M(S-LL) 42,5 N; FA = Finnish fly ash from combustion of mixed fuel (peat, wood, REF); OSA = Estonian oil shale fly ash. Curing: 28 days at +8°C.

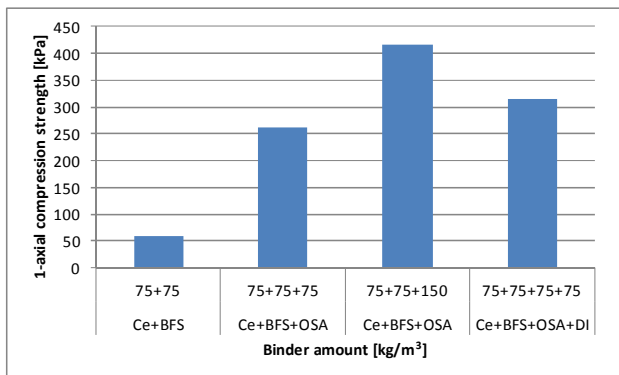


Figure 7. The effects of binder amount and quality on UCS. Sediment sample from the Port of Gdynia, Poland. Binders: Ce = Portland cement, CEM II/A-M(S-LL) 42,5 N; BFS = Finnish blast furnace slag; OSA = Estonian oil shale fly ash; DI = Finnish digypsum. Curing: 7 days at +30°C.

The long term strength development varies between different binder recipes (figure 8). In binder recipes consisting of cement and digypsum, the final strength of the material is achieved in 90 days. With cement, digypsum, fly ash -mixtures the final strength is achieved in 180 days. With the binder mixtures consisting of fly ash and cement, the strength development continues for a year. That is an advantage if there is time for strength development in a construction site after stabilisation; in such case the amount of binder used can be minimised.

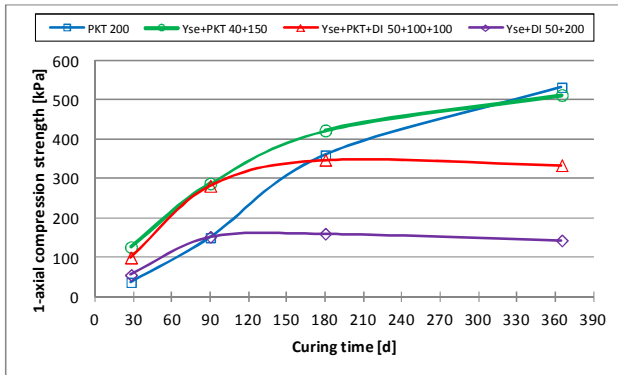


Figure 8. Long term strength development of different sediment-binder mixtures. Sediment sample from the Port of Kokkola, Finland. Binders: Yse = Portland cement, CEM II/A-M(S-LL) 42,5 N; PKT = Estonian oil shale fly ash; DI = digypsum. Curing: at +8°C.

The analyses of the total concentrations of certain elements and leaching tests have been done for the sediment from the Port of Kokkola. Even though the total concentrations in sediment sample were high (table 1), the concentrations in leachates were below the detection limit for several elements in stabilised test pieces as well as in untreated sediment sample (table 2). The analysed elements in the sediment sample are in a low-leaching state. According to toxicity test results, the leachate from the stabilised sediment was not found to be toxic for water flea. The concentrations of the analysed elements in leachates were below regular inorganic waste criteria applied for landfills in Finland.

Table 1. Total concentrations of certain elements in the sediment samples from the Port of Kokkola

Element	Total concentration mg/kg d.w.	Total concentration mg/kg d.w.	Total concentration mg/kg d.w.
Sample	Sed 1	Sed 2	Sed 3
As	34	59	29
Hg	1,7	2,4	2
Cd	20	16	17
Cr	17	28	20
Cu	230	160	110
Pb	150	110	150
Ni	34	43	22
Zn	6 200	3 300	5 000
V	22	29	26
Co	32	61	26

Sed 1 = Port of Kokkola, KS60
Sed 2 = Port of Kokkola, KS201
Sed 3 = Port of Kokkola, KS120
d.w. dry weight

Table 2. Leaching test (one stage batch test, EN-12457-2) results for sediment, fly ash and stabilised sediment samples.

Element	Soluble concentration in L/S 10	Soluble concentration in L/S 10	Soluble concentration in L/S 10	Soluble concentration in L/S 10	Soluble concentration in L/S 10	Soluble concentration in L/S 10	Acceptance criteria for landfills in Finland* Soluble concentration in L/S ratio 10 l/kg		
	mg/kg d.w.	mg/kg d.w.	mg/kg d.w.	mg/kg d.w.	mg/kg d.w.	mg/kg d.w.	Category A mg/kg d.w.	Category B1b mg/kg d.w.	Category C mg/kg d.w.
Sample	Sed 1	Fly ash	Sed 1 + binders 1	Sed 2 + binders 2	Sed 3 + binders 3	Sed 3 + binders 4			
As	0,15	<0,020	0,047	0,33	0,049	0,044	0,5	2	25
Hg	<0,003	<0,003	<0,003	<0,003	<0,003	<0,003	0,01	0,2	2
Cd	<0,020	<0,020	<0,020	<0,020	<0,020	<0,020	0,04	1	5
Cr	<0,020	6,3	<0,020	0,15	0,024	0,17	0,5	10	70
Cu	<0,020	<0,020	7,4	3,3	7,7	5,7	2	50	100
Pb	<0,020	0,14	<0,020	<0,020	<0,020	0,023	0,5	10	50
Ni	0,054	<0,020	0,77	0,84	0,83	1	0,4	10	40
Zn	<0,020	0,083	<0,020	<0,020	<0,020	0,066	4	50	200
V	<0,020	0,13	0,054	0,28	0,12	0,039			
Co	0,065	-	0,22	0,15	0,46	0,29			
k [m/s]			$8,7*10^{-8}$	$2,3*10^{-8}$	$1,6*10^{-7}$				
Toxicity test	not toxic for daphnia magna			not toxic for daphnia magna					

Sed 1 = Port of Kokkola, KS60
Sed 2 = Port of Kokkola, KS201
Sed 3 = Port of Kokkola, KS120
Binders 1 = 50 kg/m³ Rapid Portland Cement (CEM I 52,5 R) + 190 kg/m³ Finnish fly ash from combustion of mixed fuel (peat, wood, REF)
Binders 2 = 40 kg/m³ Rapid Portland Cement (CEM I 52,5 R) + 150 kg/m³ Finnish fly ash from combustion of mixed fuel (peat, wood, REF)
Binders 3 = 70 kg/m³ Rapid Portland Cement (CEM I 52,5 R) + 230 kg/m³ Finnish fly ash from combustion of mixed fuel (peat, wood, REF)
Binders 4 = 70 kg/m³ Rapid Portland-Limestone Cement (CEM II/A-LL 42,5 R) + 230 kg/m³ Finnish fly ash from combustion of mixed fuel (peat, wood, REF)
k = water permeability coefficient
d.w. dry weight
*The Amendment of Government Decision on Landfills 202/2006 in Finland
Category A = Inert waste landfill
Category B1b = Regular inorganic waste landfill + treated hazardous waste
Category C = Hazardous waste landfill

In the batch test, the stabilised sediment sample is crushed into particle size of 4 mm. In the real field structure the stabilised sediment is more or less like a monolith structure with low water permeability and with smaller reaction surface area compared to the material in batch test. Taking into account the leaching test results and water permeability of stabilised contaminated sediment, it is possible to expect that the mobility of contaminants from stabilised material is very low. In the case when contaminated sediment are stabilised and used as a material for bottom structures or fillings in harbour dockyards, the transportation of contaminants back to the sea environment is prevented and environmental risks for aquatic organisms are significantly reduced. The leaching test results also show that using fly ash as binder is safe for the environment.

CONCLUSIONS

1. Mass stabilisation is a feasible method for the stabilisation of contaminated sediments and for the utilisation of stabilised sediments.
2. The stabilisation technology requires technical and environmental material tests in the laboratory before the launch of construction works and follow-up studies afterward.
3. Technical properties of the materials are determined by laboratory studies including compression strength tests after a specified curing time. Several different binders and their amounts are tested in order to determine a suitable binder mixture for a given application.
4. The most commonly applied binder in stabilisation has so far been cement. However, its high price and its considerably high carbon footprint encourage searching for alternative solutions. The replacement of cement with binders based on fly ash in the stabilisation of dredged sediments has been studied both in the laboratory and on the site.
5. Several kinds of industrial by-products are applicable in binder mixtures. These products make the method more economic and environmentally friendly.
6. The environmental acceptability is evaluated by testing leaching of contaminants from the stabilised material in the laboratory. The results of the tests provide good reasons for the use of fly ash based binders in the process of stabilisation of dredged sediments.
7. Several applications for the utilisation of stabilised sediments have already been developed but it is still possible to find new potential applications.
8. So far, the knowledge of the environmental authorities regarding the environmental advantages of the method has been increasing. There have been cases in Finland where the use of the mass stabilisation method for the treatment of the sediments was a precondition to the fulfilment of a project.
9. Mass stabilisation equipment is currently technically on a high level. The equipment is mobile and therefore easy to use in various locations. A double pressure feeder makes it easy to use two separate binder components in the mixture so there is no need to mix the binders beforehand.

REFERENCES

ABSOILS (LIFE09 ENV/FI/000575) Available online:
http://projektit.ramboll.fi/life/absoils/index_eng.htm

ALLU stabilisation system, ALLU Stamix Oy: <http://www.stamix.net/>

Autiola, Merja; Reinikainen, Satu-Pia; Kohonen, Jarno; Sirén, Heli; Marjamäki, Tommi; Kangaskolkka, Maria; Lindroos, Noora; Lahtinen, Pentti; Tiikerpuu, Liis; Lampinen, Tapio; Kalliokoski, Vuokko; Vierimaa, Milla, SMOCS (Sustainable Management of Contaminated Sediments in Baltic Sea Region), Field test in Port of Kokkola, Finland, (2012) Available online: <http://urn.fi/URN:ISBN:978-952-265-303-1>

Forsman, J., Jyrävä, H., Lahtinen, P., Niemelin, T. & Hyvönen, I. 2014. Mass stabilisation handbook.

Havukainen, J., Kettunen, O., Mass stabilised TBT –contaminated sediment – Case Vuosaari, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, Geotechnics in Maritime Engineering, Gdansk, Poland, (2008)

Havukainen, J., Leppänen, M. Piispanen, A., Mass stabilisation – a method for reuse of TBT – contaminated sediments as a part of the harbour field in Helsinki, Finland, 5th European Conference on Contaminated Sediments, London, UK, (2008)

Havukainen, J., Piispanen, A., Leppänen, M. Mass stabilisation – a method for reuse of TBT contaminated sediments as a part of the harbour field in Helsinki, Finland, Mediterranean days of coastal and port engineering, Palermo, Italy, (2008)

Havukainen, J. Leppänen, M., Piispanen, A. Mass stablization – a method for the reuse of TBT – contaminated sediments as a part of the harbour field in Helsinki, Finland, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, (2009)

Havukainen, J., Piispanen, A., Leppänen, M., Stabilisation of tributyltin-sediment in a harbour in Helsinki, Ground Improvement, Vol 164, Issue GI3, p. 139-150, (2011)

Kohonen, Jarno; Reinikainen, Satu-Pia; Huittinen, Juuso; Sirén, Heli; Autiola, Merja; Lahtinen, Pentti; Lindroos, Noora; Marjamäki, Tommi; Lampinen, Tapio, SMOCS (Sustainable Management of Contaminated Sediments in Baltic Sea Region), Analytical tests (2012) Available online: <http://urn.fi/URN:ISBN:978-952-265-305-5>

Kujala, N., Autiola, M., Tarnanen-Sariola, K., Nyman, T., Development of Procedures with Finnish Environment Administration Concerning Contaminated Sediments, PIANC MMX Congress, Liverpool, UK, (2010)

Lahtinen, P., Niutanen, V., Kontiala, P., Towards Sustainable Development Process with Mass and Deep Stabilisation – The Case of Vuosaari Seaport, Finland, Deep Mixing '05, Stockholm, Sweden, (2005)

Lahtinen, P., Niutanen, V., Development of Mass Stabilisation Technique for Contaminated Sediments, 5th International SedNet Conference, Oslo, Norway, (2008)

Lahtinen, P., Niemi, M., Process stabilisation technology for contaminated sediments, EU Life-project Stable (Life06 Env/Fin/195) in Turku harbour, PIANC AGA 2009, Helsinki, Finland, (2009)

Lahtinen, P., Niutanen, V. Development of In-Situ Mass Stabilisation Technique in Finland, Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium, Okinawa, Japan, (2009)

Leppänen, M., Havukainen, J., Piispanen, A., Mass stabilised TBT –contaminated sediment as a part of the harbour in Helsinki, Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium, Okinawa, Japan, (2009)

Lindroos, N., Lahtinen, P., Autiola, M., Reinikainen, S-P., Kohonen, J., Lampinen, T. 2012
Stabilisation studies for contaminated sediments from Baltic Sea area – Case SMOCS, WASCON
conference, Gothenburgh, Sweden 2012

SMOCS 2013. Survey. Sediments and Dredging in the Baltic Sea Region. Available online:
<http://smocs.eu/wp-content/uploads/2013/11/Final-report-SMOCS-PortInfra-survey.pdf>

STABLE (LIFE06 ENV/FIN/000195 STABLE 2009) a. Report on Controlled Treatment of TBT-
Contaminated Dredged Sediments for the Beneficial Use in Infrastructure Applications. Case:
Aurajoki. Available online
<http://projektit.ramboll.fi/life/stable/images/Final_Technical_Report.pdf>.

STABLE (LIFE06 ENV/FIN/000195 STABLE 2009) b. Report on Geotechnical and Environmental
Laboratory tests for Binder Recipe 2008-2009. Available online:
<http://projektit.ramboll.fi/life/stable/images/Geotechn_Environmental_Lab_tests_RiverAura.pdf>.

Tartini, M., Suitable stabilisation methods on contaminated marine sediments, Master Thesis,
University of Padua, (2011)

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2014

BESTEMMELSE AV NØDVENDIG TERRENGLAST OG TID FOR FORBELASTNING MED VERTIKALE DREN VED NYE BANGKOK INTERNASJONALE FLYPLASS

Design of required surcharge and time for pre-consolidation with vertical drains for ground improvement at New Bangkok International Airport

C. Athanasiu, A. Bye & J.A. Finstad
Multiconsult AS, Rådgivende ingeniører, Oslo, Norway

SAMMENDRAG

For å kunne realisere New Bangkok International Airport at Nong Ngu Hao måtte det utføres setningsreducerende tiltak. Disse besto i installasjon av vertikale prefabrikerte dren og forbelastning i forhold til endelig oppfylling for å redusere setningene over en gitt serviceperiode (10 år) til et akseptabelt nivå (ca 30 cm). Hovedproblemet var et ca 10 m tykt lag med bløt Bangkok leire, en leire med vanninnhold opp mot 120 % og følgelig høy kompressibilitet. For å sikre flyplassen mot oversvømmelser så var det nødvendig å fylle opp ca xxx m i forhold til opprinnelig terrengnivå. I tillegg var anleggstiden bestemt på forhånd, slik at designers oppgave var å prosjektere en løsning hvor mengde fyllmateriale, antall dren og fyllingens liggetid oppfylte både setningskrav og framdriftsplan. Denne artikkelen beskriver metodikken som ble benyttet i prosjekteringen for å tilfredsstille disse kravene, samt kravet til setningsforskjeller som også skulle ta hensyn til lang tids gjentatte laster fra parkerte fly. I tillegg beskrives kort resultatene fra 3 testfyllinger som ble tilbakeregnet og som ga et godt grunnlag for kalibrering av setningsparametere, samt at setningsobservasjon fra fullskala forbelastning er inkludert. Prosjekteringen ble gjennomført lokalt i Bangkok, og NOTEBY's personell var leid inn av Norconsult som var partner i den internasjonale prosjekteringsgruppen.

ABSTRACT:

The construction of the New Bangkok International Airport at Nong Ngu Hao site requires the improvement of the soft Bangkok clay by pre-loading with prefabricated vertical drains. Due to high compressibility of the clay, large primary settlements during the pre-loading phase and secondary settlements under the permanent loads of runways, taxiways and other airport facilities are expected. The paper presents the philosophy used to determine the surcharge and the time required for pre-consolidation in order to keep the post-construction differential settlements of paved areas within acceptable tolerances for airport functionality. 3-D effects due to variable surcharge elevations over pre-loaded area and the effect of long time, repeated loading from aircraft at parking stands are also accounted for in the design and described in the paper. In addition, some results from the test fills performed are included, and also settlement observations from full scale preloading.

INNLEDNING

Den Nye Bangkok Internasjonale Flyplass ligger sydøst for Bangkok i et område som domineres av ca 10 m bløt leire over fastere masser. Planene for flyplassen inkluderer i første fase to rullebaner på 3700 m lengde pluss taxebaner og oppstillingsplasser, totalt ca 3 millioner m² areal (Fig.1). Et viktig krav til design var at setningsforskjellen over en gitt avstand (45 m) ikke skulle være større en 30 mm etter 10 års drift. Dette kravet ble transponert til et krav til totale setninger over 10 år basert på målinger utført på Highway 34 (NGI 1973). Disse målingene og tilhørende evaluering indikerte at differansesetninger kunne komme opp i 10 % av totale setninger forårsaket av permanent oppfylling. Ut fra dette ble kravet til totalsetninger over 10 år satt til 30 cm.

Installasjon av vertikaldren kombinert med forbelastning ble valgt som den mest kosteffektive metoden for å tilfredsstille kravet til setninger. Fig. 2 viser et generelt bilde av lagdeling og grunnvannsforhold i området. Det øvre laget på ca 10 m bløt leire ligger over en noe fastere leire med sand fra ca 20 m dybde. Som poretrykksfordelingen viser er grunnvannsforholdene sterkt influert av at sandlaget har vært og delvis er utnyttet til vannforsyning. Dette har medført pågående områdesetninger som en måtte ta hensyn til ved prosjektering.

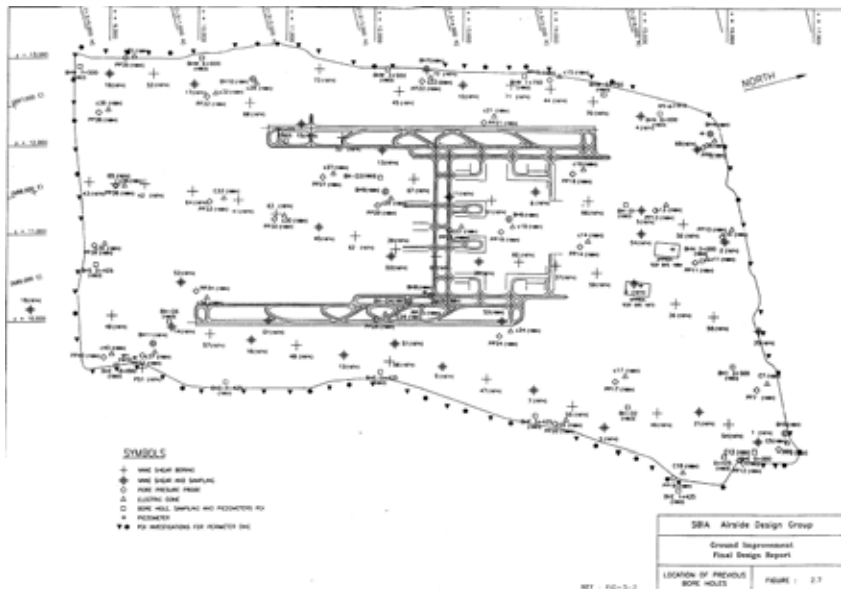


Fig.1.-Fase 1 utbygging

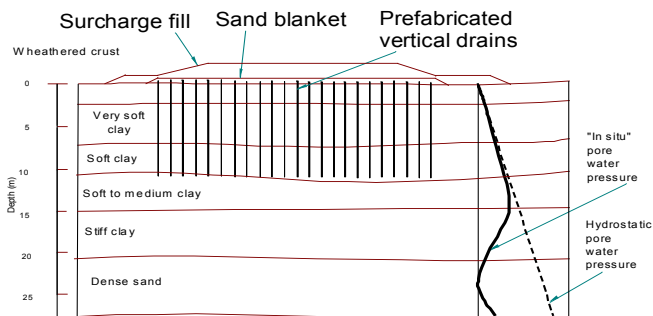


Fig.2.-Grunnforhold og poretrykk

RESULTAT FRA PRØVEFYLLINGENE

Hensikten med forbelastningen er å kompensere for både primær- og sekundærsetninger (s_{EOP} og s_{PC}). Når det gjelder primærsetninger og tidsforløp hadde man resultater fra 3 testfyllinger I området (Balasubramaniam AIT, 1995) som ga et godt grunnlag for å verifisere setningsparametere både med hensyn på primærsetninger og tidsforløp (Athanasiu et al 1999). For sekundærsetninger måtte en imidlertid basere seg på teoretiske løsninger supplert med resultater fra langtids ødometerforsøk som ble utført parallelt med prosjekteringen.

Det var utført 3 prøvefyllinger med forskjellige typer dren og dreinsavstand varierende mellom 1.0 og 1.5 m. Etterberegningen ble utført med to programmer, SETTL (NOTEBY 1997) og CONS1D (NOTEBY 1996). SETTL beregner primærsetningene under fyllingen i 3D og genererer i tillegg spenningsfordelinger for de forskjellige fyllingssekvensene som benyttes i beregning av konsolideringsprosessen med tid i CONS1D. Resultatet av etterberegningene er vist i Fig.3.

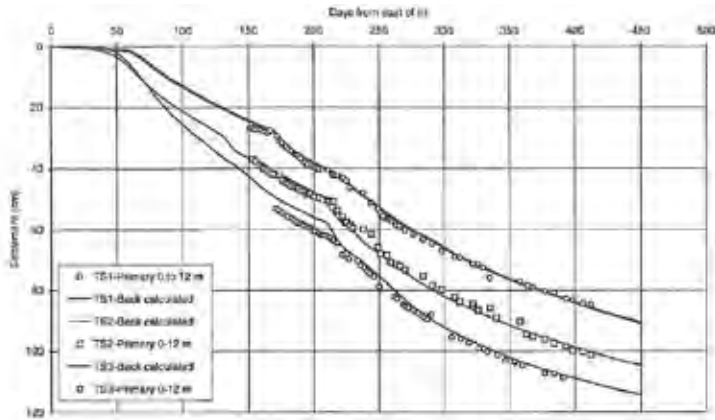


Fig.3.-Observerte og beregnede setninger for 3 testfyllinger.

Når det gjelder tidsforløpet så spiller konsolideringskoeffisient (c_h) en avgjørende rolle, og tilbakeregningen viste at c_h er avhengig av effektivspenning som vist i Fig.4.

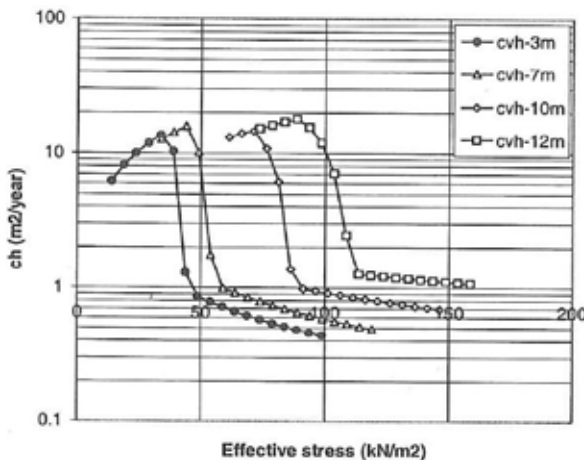


Fig.4.-Variasjon i radiell konsolideringskoeffisient med effektiv spenning

PROSJEKTERINGSMETODIKK

Metoden for å bestemme nødvendig last og tid for å oppnå den forkonsolideringen som tilfredsstilte kravene til setning i de første 10 driftsårene kan oppsummeres som følger:

Primærsetning for en fylling (q) over en gitt tid (t) er vist i Fig.5. som linjen s_s . Total primærsetning (sEOP) og total primærsetning pluss sekundærsetning for permanent fyllingslast (δs) er vist som linjene sEOP og sEOP+ δs . I tillegg bestemmes relasjonen mellom permanent last (p) og primærsetning s_s som oppnås under forbelastningen for en bestemt verdi av kote permanent fylling (linjen Z_{pav} i Fig.5). Skjæringspunktet mellom linjene sEOP+ δs og Z_{pav} gir da nødvendig setning fra forbelastning ($s_{s,req}$) og følgelig nødvendig forbelastning (q).

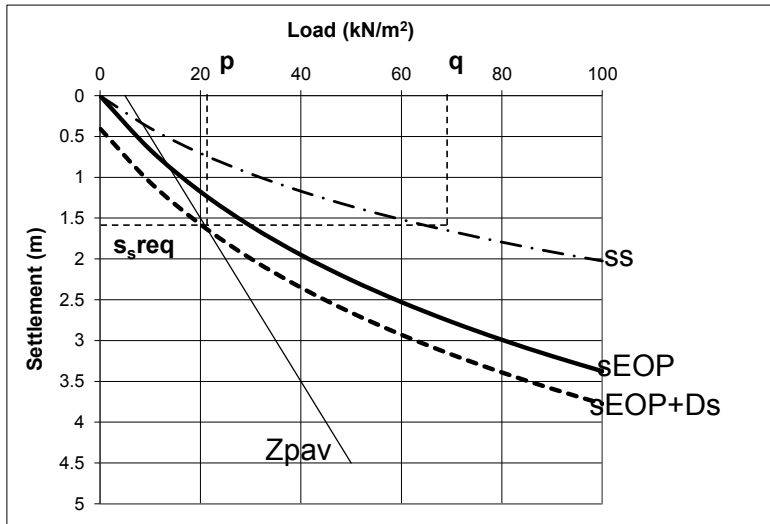


Fig.5.- Prinsipp for bestemmelse av nødvendig forbelastning

BEREGNING AV SEKUNDÆRSETNINGER.

Beregning av setninger etter forbelastning er basert på prinsipper beskrevet av Bjerrum (1967,1972). Etter forbelastning skal leira ha nådd samme porettall som etter permanent last over tid (t_{eq}) etter avsluttet primærsetning (Fig.6). Sekundærsetning etter forbelastningsperioden i en tid Δt kan da uttrykkes som:

$$s_{pcl} = \sum h_i \cdot \frac{C_{ai}}{(1+e_o)_i} \cdot \log\left(1 + \frac{\Delta t}{t_{eq}}\right) \quad (1)$$

hvor: $C_{ai}/(1+e_o)_i$ – sekundær setning index av laget "i" og h_i – tykkelsen av laget.

Effekten av en økt setning under forbelastning, Δs , er en lengre ekvivalent tid, t_{eq} , og derved redusert setning for permanent last som vist i Fig.7.

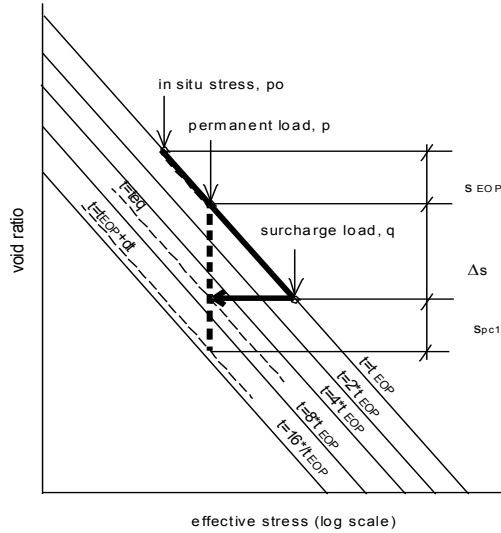


Fig. 6.- Likevekts porettall med tid under permanent

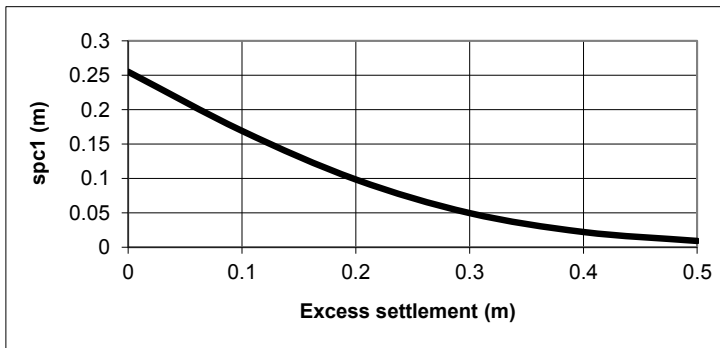


Fig. 7.- Forhold mellom setning under permanent last (spc1) og tilleggssetning under forbelastning.

NØDVENDIG FORBELASTNING FOR EN GITT PERMANENT FYLLINGSHØYDE

Forholdet mellom permanent last ,p, og primærsetning oppnådd under forbelastning er illustrert i Fig. 8 og kan beskrives som:

$$p = \gamma_{pav} \cdot h_{pav} + (Z_{pav} - h_{pav} - Z_g + Z_w) \cdot \gamma + (s_s - Z_w) \cdot \gamma' \quad (2)$$

hvor: γ_{pav} , γ og γ' er romvekt av overbygning og romvekt (total og effektiv) av jord. Ligning(2) beskriver forøvrig ” Z_{pav} ” in Fig. 5.

Setter vi inn s_s for en gitt tid ligning(2) sammen med primærsetning + tilleggssetning for permanent last får vi følgende relasjon:

$$s_{EOP} + \Delta s = \frac{p - (Z_{pav} - h_{pav} - Z_g + Z_w) \cdot \gamma - h_{pav} \cdot \gamma_{pav} + Z_w \cdot \gamma'}{\gamma'} \quad (3)$$

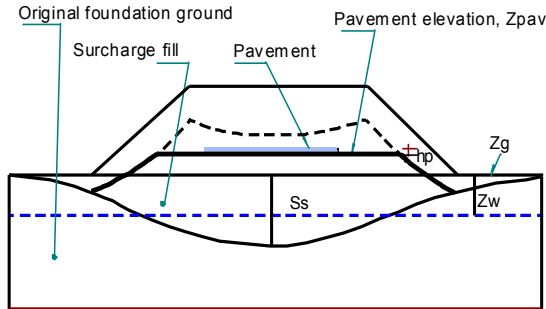


Fig.8.-Virking av setning fra forbelastning på permanent last etter fjerning av forbelastning.

Ligning(3) viser at nødvendig setning, s_{req} , fra forbelastning er definer av kryssningspunktet mellom linjen ” Z_{pav} ”, eq.(2) med linjen ” $s_{EOP} + \Delta s$ ” i Fig.5. Nødvendig forbelastning, q , finnes da som kryssningspunktet mellom linjen s_{req} og kurven s_s i Fig.5.

SEKUNDÆRSETNING AV LAG UNDER DREN-NIVÅ

Ansnittet over beskrev beregning av sekundærsetninger, s_{pc1} , i leirlaget med installerte dren, i tillegg kommer sekundærsetninger i de underliggende lag, s_{pc2} . Sekundærsetning i lag under dren-nivå beregnes som følger

$$s_{pc2} = \sum (s_{EOPpi} \cdot U_{pi} - s_{EOPsi} \cdot U_{si}) \quad (6)$$

hvor: s_{EOPpi} – primærsetning for lag ”i” under permanent last; s_{EOPsi} – primærsetning for lag ”i” under forbelastning; U_{pi} – konsolideringsgrad i lag ”i” under permanent last etter 10 år, U_{si} – konsolideringsgrad i lag ”i” ved avsluttet forbelastning.

BESTEMMELSE AV FORBELASTNING OG TID FOR FORBELASTNING

Nødvendig forbelastning og tid for typiske elevasjoner på flystriper, taxebaner og oppstillingsplasser ble bestemt i en iterative prosess som omfattet mange variable og også en viss form for prøve/feile prosess. Prosessen er forsøkt framstilt i flytskjemaet i Fig.9. På grunn av en stor mengde beregninger ble prosjekteringen basert på 1D beregning av konsolideringsprosessen med spenningsfordelinger beregnet i 3D i et separat program. Beregningene inkluderte spesielle forhold slik som ikke hydrostatisk poretrykk, spenningsavhengig konsolideringskoeffisient, prekonsolideringstrykk i leirlagene og variabel last med tid. Spenningsberegningene i 3D ble utført med programmet SETTLE, NOTEBY (1997) og konsolideringsberegningene med CONS1D, NOTEBY (1996).

Eksempel på forbelastning og tilhørende setningsfordeling er vist i Fig.10.

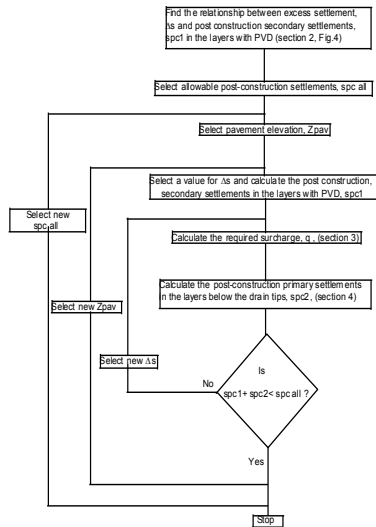
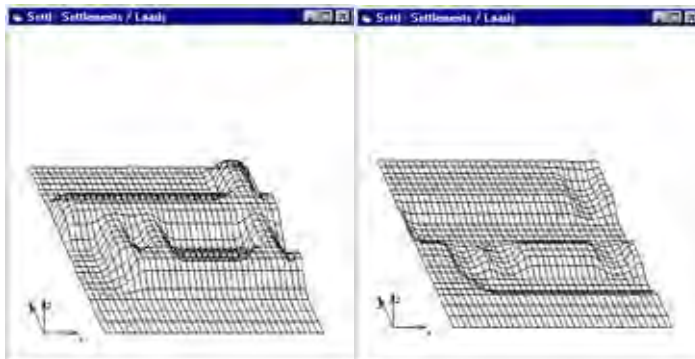


Fig. 9.- Flytskjema for beregning av forbelastning og tid



a. - Forbelastning

b. - Setning

Fig.10.- Forbelastning og setning for området flystripe vest og taxebane

EFFEKT AV GJENTATTE LASTER FRA FLYOPPSTILLING

Risikoen for ytterligere setninger på grunn av parkerte fly ble også undersøkt. Forenklet ble det antatt at det på en gitt plass var parkert fly i 10 av døgnetts timer. Drenene ble antatt virksomme for denne situasjonen. Den vekslende lasten ble modellert i program CYCPOR2 (NOTEBY 1993). Programmet beregner utvikling i poretrykk, effektivspenninger og prekonsolideringstrykk gjennom en spesifisert lasthistorie.

Analysene viser at det sykliske poretrykket reduseres for hver lastveksel på grunn av dreasje (konsolidering), og at effektivspenningen øker tilsvarende, dvs. at prekonsolideringsspenningen øker gradvis inntil amplitudene på poretrykk og effektivspenning stabiliserer seg. En kan

da beregne en tilleggssetning på grunn av disse «stabiliserte» verdiene, som må kompenseres i økt forbelastning og/eller tid som beskrevet tidligere.

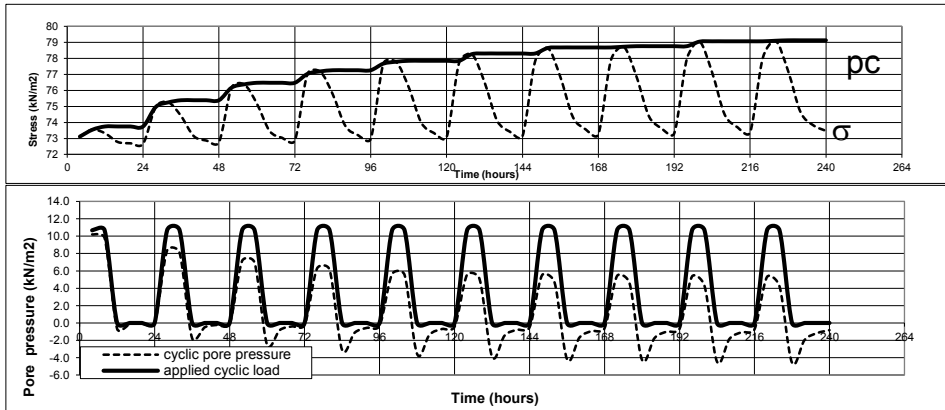


Fig.11.-Konsolidering under fly-last: Øverst- Syklisk effektivspenning og prekonsolideringstrykk; nederst- Syklisk last og syklisk poretrykk.

MÅLINGER UNDER UTFØRELSE.

Det ble initiert et omfattende måleopplegg både for setninger og poretrykk for å verifisere at beregningene og følgelig designet var tilfredsstillende. I Fig.12 viser et eksempel på målte og beregnede setninger, som viser seg å stemme bra overens:

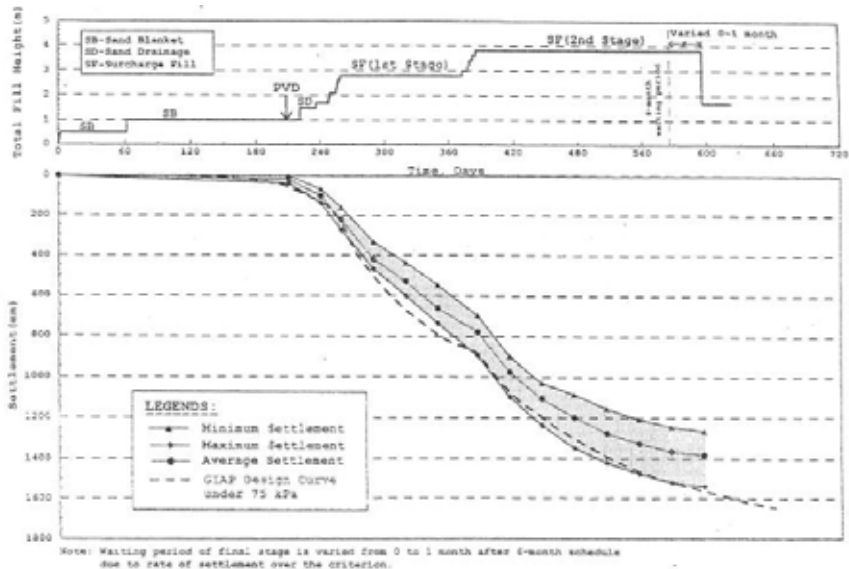


Fig.12.-Beregnete og målte setninger, forbelastning 75 kPa.

For den praktiske utførelsen ble det satt 3 kriterier for å avslutte forbelastning:

- 1) Minimum 6 -8 maneders liggetid avhengig av last (75 eller 85 kPa)
- 2) Dissepasjon av minst 75% poretrykk tilsvarende 80% konsolideringsgrad
- 3) Setning over siste 30 dager mindre enn 4% av totalsetning for 75 kPa belastning, mindre enn 2% for 85 kPa belastning.

Litt om mengde fyllmasse (sand og stein) og løpemeter dren etc:

Følgende forbruk er registrert for utbygging fase 1:

Drenssand:	4.5 mill m ³
Fiberduk:	6.7 mill m ²
Dren:	32 mill lm
Knust stein:	3 mill m ³

Forfatterne ønsker til slutt å uttrykke takk til alle kolleger i Airside design Group, og spesielt til Bjørn Finborud for mange gode diskusjoner. Prof. S. Hansbo og Dr. F. Nowacki gikk igjennom metoder og resultater og bidro med gode kommentarer.

REFERANSER

Ballasubramaniam et.al. 1995. Field tests of prefabricated vertical drains for the Second Bangkok International Airport. Asian Institute of technology.

Bjerrum, L. 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. 7th Rankine lecture. Geotechnique, Vol.17.No.2.p.81-118.

Bjerrum, L. 1972. Embankments on soft ground. State-of-the-Art Report. Proc. of ASCE Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue, Lafayette, Indiana, Vol.2,p.1-54.

NOTEBY AS 1996. CONS1-D- User's Guide. Report 39102 No.1. January 1996

NOTEBY AS 1997. SETTTL1. User's Guide. Report 39115 No.1.July 1997

NOTEBY AS 1993, CYCPOR2- User's Guide. Report 39107.No.1.July 1993

**EN BYGGEGRUP, LITT KALK-SEMENT OG EN STILIG LØSNING –
BASSENGBAKKEN, TRONDHEIM****A Construction Pit with a Hint of Lime and Cement –
Bassengbakken, Trondheim**

Sivilingeniør Martin Holst, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Multiconsult har bistått et prosjekt på Nedre Elvehavn (Trekanttomten) i Trondheim med geoteknisk rådgivning og prosjektering. Bakgrunnen for prosjektet var et ønske om å etablere en unormalt høy kjellertett inntil den eksisterende verneverdige bebyggelsen. For å kunne etablere en slik kjeller måtte det graves ut til et nivå 5-6 m under eksisterende terreng,

Grunnen på tomten bestod av gamle fyllmasser over ca. 70-80 m med bløt leire og silt. De oppfylte massene bestod hovedsakelig av sand, grus, silt og leire.

Ved å benytte en enkel geometrisk form på spuntgropen, kombinert med innvendig avstiving og kalk-sementstabilisering av massene har det vært mulig å etablere den ønskede kjelleren, med svært små setninger på tilstøtende konstruksjoner, i størrelsesorden 2-16 mm.

Kjelleren er blitt etablert under den innvendige avstivningen. Dette resulterte i at avstivningen måtte etableres over nivå på eksisterende terreng og medført at avstanden fra gravenivå til stivernivået ble på 6,7 m. Avstiving over terreng, kombinert med en inndeling av byggegruppen, har derved gjort det mulig å etablere mye av bygget over kjelleren øst på tomten uavhengig av fremdriften på kjelleren i vest. Dette har gitt store fordeler m.h.p. fremdrift.

SUMMARY

Multiconsult assisted a project on a plot (Trekanttomten) in Trondheim with geotechnical consulting and design from 2012-2014. The geotechnical challenges in this project were mainly related to preserving the grade II listed buildings near the plot for the excavation of a new basement. To establish the basement there was need for an excavation to a depth 5-6 m under the existing terrain.

The ground consisted of old fill materials over approx. 70-80 m of soft clay and silt. The old fill consisted mainly of poorly graded gravel, sand, silt and clay.

The use of simple geometrical shapes as the basis for the positioning of the sheet pile wall combined with internal bracing and stabilization of the marine deposits using lime and cement

has resulted in small settlements on the existing buildings. On the grade II listed buildings as low as 2-16 mm.

The whole basement was built under the internal bracing. This resulted in the installation of the bracing over the existing terrain. This, combined with dividing the building pit in two using a sheet pile wall, has made it possible to establish much of the building in the east part of the plot, independently of the progress in the basement on the western part of the plot.

INTRODUKSJON

Når det skal utvikles gjennomføringsmodeller for fremtidens byggeprosjekter må disse bygge på erfaringene fra våre geo-miljøer; erfaringer som antyder at prosjekter, i større grad enn i dag, bør hensynta forhold knyttet til prosjektet/tomtas beliggenhet, de omkringliggende områdene og grunnforholdene tidlig i planleggingen, både i små og store prosjekter. Om ikke vil man også i fremtiden oppleve store (og muligens unødvendige) ekstrakostnader for utbyggerne, f.eks. p.g.a. forsinkelser i reguleringsarbeidene og/eller behov for dyre tekniske løsninger. Dette fordi det i en tidlig fase av planleggingen har vært en ugunstig beslutningsrekkefølge m.h.p. valg av type bygg/konstruksjoner, omfang av utgraving og tiltakets plassering på det tilgjengelige byggearealet.

Multiconsult jobber nå, sammen med bl.a. byggherrer, arkitekter, NTNU og Sintef Byggeforsk, med OSCAR-prosjektet, hvor hensikten er «å utvikle kunnskap, metoder og analyseverktøy som muliggjør optimalisering av utformingen av bygg slik at bygget kan bidra til god verdiskapning for eiere og brukere gjennom dets levetid» (Norges Bygg- og Eiendomsforening, 2014).

FoU-leder i Multiconsult, og ildsjelen bak OSCAR, Svein Bjørberg uttaler i en artikkel i Teknisk ukeblad (Teknisk ukeblad, 2014) at «norske byggeprosjekter blir bedre om flere aktører slipper til langt tidligere i prosessen» og at «en tettere integrasjon av arkitektur, teknologi og brukerhensyn (..) må til om man skal få et bygg som er optimalt (..)». I så fall tror jeg at noe av nøkkelen i fremtidens gjennomføringsmodeller blir å få geo-fagene aktivt inn i forprosjektene/tidligfase, på et tidspunkt da det fremdeles er mulig å påvirke byggets overordnede form og plassering. Dette tror jeg kan bidra til å redusere kostnadene og risikoen i mange prosjekter, spesielt når disse ligger i tettbygde strøk.

Allerede i dag benytter mange prosjekter gjennomføringsmodeller som gir rom for våre fag sine råd og innspill tidlig i planleggingen. For å forsøke å synliggjøre fordelene med dette vil vi her presentere et prosjekt hvor vi mener dette har vært nøkkelen til suksess for både utbygger, rådgiver og andre interessenter, bl.a. byantikvar og naboer.

I dette prosjektet har kalk-sementstabilisering av grunnen vært et viktig tiltak, men målet her er ikke å presentere «det siste nye» innen denne teknologien. I stedet skal vi forsøke å synliggjøre hvordan denne (for mange velkjente) metoden kan implementeres i ett typisk prosjekt. Samtidig er det ønskelig å få frem at metoden i seg selv ikke løser alle utfordringer, men at den, forutsatt en planleggingsprosess som også muliggjør andre tiltak, er en nyttig del verktøysskrinet vi geoteknikere har.

BAKGRUNN

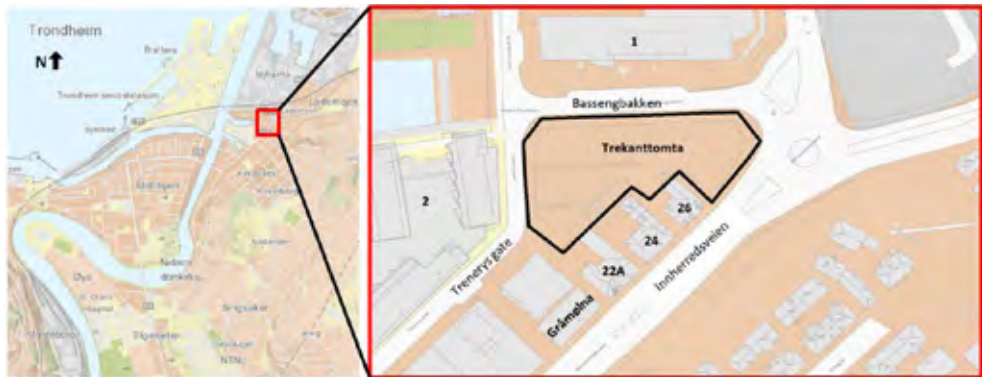
Trekanttomten Nedre Elvehavn AS startet høsten 2012 planleggingen av et nytt bygg på Trekanttomten (Bassengbakken 2) på Nedre Elvehavn i Trondheim.

Tomten ligger innerst på et gammelt fjære-/strandområde og har tidligere vært en del av et større industri- og havneområde som, i løpet av de siste ti årene, har blitt forvandlet til ett av byens mest populære områder for handel, kontor og boliger, kfr. figur 1.

Grunnen på tomten består av gamle fyllmasser over finkornige marine sedimenter. Mektigheten til de oppfylte massene var før utbygging ca. 4,5 m og bestod hovedsakelig av sand, grus, silt og leire, med betydelige mengder teglstein, jernskrot, glass og betongrester. Original grunn består av marine silt- og leireavsetninger. Leira er bløt men lite sensitiv, fet og homogen i øvre lag med vanninnhold på omkring 50 %. Dybde til berg er i størrelsesorden 70-80 m.

Like øst for tomten har det tidligere blitt utført en stor mengde grunnundersøkelser (og omfattende anleggsvirksomhet) i forbindelse med Strindheimtunnelen (E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim dagsone vest).

På sørsiden av Innherredsveien ble det påtruffet kvikkleire i forbindelse med grunnundersøkelsene for Strindheimtunnelen. Det er usikkert om kvikkleiresonen går noe inn under Innherredsveien, men det er ikke noe som tyder på å være kvikkleire inn på Nedre Elvehavn-området.



Figur 1 Trekanttomten - omtrentlig plassering. Trondheim kommune (2014)

Tomten grenser både mot den eldre bebyggelsen i området «Gråmølne» og Innherredsveien 22A, 24 og 26, og mot nyere bebyggelse som Bassengbakken 1 og Thaulowkaia 2. Den eldre bebyggelsen er verneverdig og omfatter bl.a. Innherredsveien 22A som er et teglsteinsbygg i fire etasjer pluss kjeller. Dette bygget er ca. 100 år gammelt.

Bygget på Trekanttomten, som i skrivende stund er under oppføring, skal inneholde både nærings-, bolig- og kontorarealer i 3 – 6 etasjer, i tillegg til en høy parkeringskjeller under store deler av tomten. Arealet i kjelleren er på ca. 1900 m², og den er ca. 80 m lang og ca. 20 – 35 m bred.

Bygget ligger i all hovedsak lengst øst på tomten, mens det i vest er planlagt en park på gateplan, se figur 2. Innkjøring til parkeringskjeller skjer gjennom kulvert under Trenerys gate.

Multiconsult har bistått prosjektet på Trekanttomten med geoteknisk rådgivning i forprosjekt, detaljprosjektering og ved oppfølging i byggefase. Innad i Multiconsult ble prosjektet ledet av *Sighjørn Rønning* som også var mannen bak de fleste geotekniske løsningene i prosjektet.



Figur 2 Tomt etter utbygging. Agraff Arkitekter (2014)

KONGSTANKEN

Erfaringer viser at det ikke er uvanlig at det oppstår uventede og uønskede skader på naboeiendommer som følge av grunnarbeider i tettbygde strøk. Det potensielle skadeområdet vil naturlig nok variere med grunnarbeidene omfang, men for dette prosjektet ble det tidlig klart at omfanget av grunnarbeidene potensielt kunne føres til betydelige skader i form av setninger på nabobyggene rundt Trekanttomten. Slike skader ville kunne fått store økonomiske konsekvenser for utbygger, samtidig som det har ville resultere i uopprettelig skade på den verneverdige bebyggelsen rundt tomten. Et viktig mål for Multiconsult ble derfor å sikre den verneverdige bebyggelsen.

For å få gjennomslag for det vi betraktet som nødvendige geotekniske tiltak ble det i alle faser av prosjektet, fra skisseprosjekt til oppfølging på byggeplass, lagt ned mye arbeid i å skape bevissthet rundt de geotekniske problemstillingene i prosjektet, forståelse for bakgrunnen for valg av løsninger og hvilke konsekvenser løsningene ville medføre.

Vår tanke var at dersom flere forstår problemstillingene og løsningene, jo mer kan andre faggrupper hensynta utførelsen av de geotekniske arbeidene. Dette vil bidra til (ikke bare bedre planlegging, men også) en sikrere utførelse. Nøkkelen ble å informere tidlig og illustrere mange av detaljene i utførelsen allerede skissestadiet.

PROSJEKTERING OG RÅDGIVNING

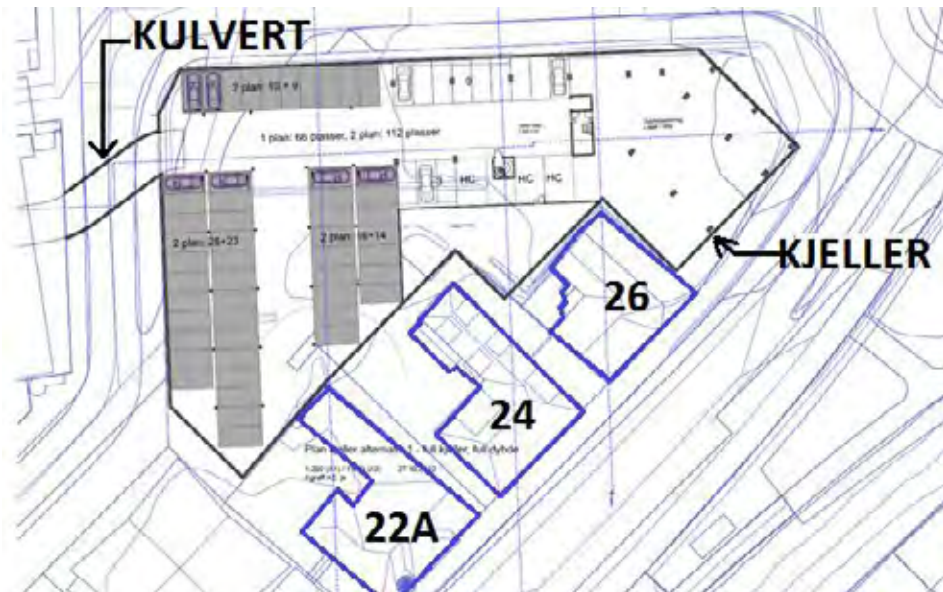
Det må sies å ha vært en flytende overgang mellom de ulike fasene i prosjektet, men grovt sett skiller vi mellom skisseprosjekt, forprosjekt og detaljprosjektering m.h.p. utformingen av løsningene.

Skisse- og forprosjektet ble ledet av PEAB AS med bistand fra bl.a. Karl Knudsen, Multiconsult AS og Agraff AS på hhv. byggeteknikk, geoteknikk og arkitektur.

Skisseprosjekt

Grunnlaget for skisseprosjektet var tiltakshaver og arkitektens ønske om å etablere en unormalt høy kjeller under bygget, hvor kjellerveggene skulle følge tomtens grenser (alternativ 1, kjeller som dekker tomten). Alternativet er skissert i figur 3.

Alternativet krever en utgraving på mellom 5 og 7 m under opprinnelig terreng, med avstiving av byggegropen mot alle sider og en undergraving av fundamentene til flere eksisterende bygg, helt inntil fundamentene.



Figur 3 Kjelleralternativ 1, kjeller som dekker tomten.

For å kunne etablere en slik byggegrop som skissert i figur 3 ble det skissert en kombinasjon av tiltak:

- **Etablering av spunt** for å kunne utføre utgravingen innenfor tomtegrensen.
- **Innvendig avstiving** av spuntveggen ble anbefalt for å unngå stagboring under nabobygg. Dette fordi stagboring i seg selv vil medføre risiko for skadelige setninger på disse byggene. Slike stag vil også kunne komme i konflikt med eksisterende kabler og ledninger. Utfordringen med innvendig avstiving var, i dette tilfellet, å gjøre det praktisk gjennomførbart p.g.a. tomtas geometri.
- **Refundamentering av nabobyggene** for å unngå skadelige setninger som følge av utgraving for kjelleren. Jet-peler ble vurdert som eneste realistiske alternativ for refundamentering av Innherredsveien 22a, dette med grunnlag i tilstanden på fundamentene på eksisterende bygg og dybden til berg. For Innherredsveien 24 og 26 ble det foreslått midlertidige justerbare fundamenter siden disse trehusene (ble vurdert og) kunne akseptere noe større setninger enn nr. 22a.
- **Stabilisering av massene innenfor spunt** for å begrense nødvendig fotdybde på spunt og for å begrense deformasjonen av spunt.

De skisserte løsningene hadde til hensikt å redusere risiko for skade på nærliggende konstruksjoner, likevel var det fremdeles betydelig risiko i prosjektet, det nevnes bl.a.:

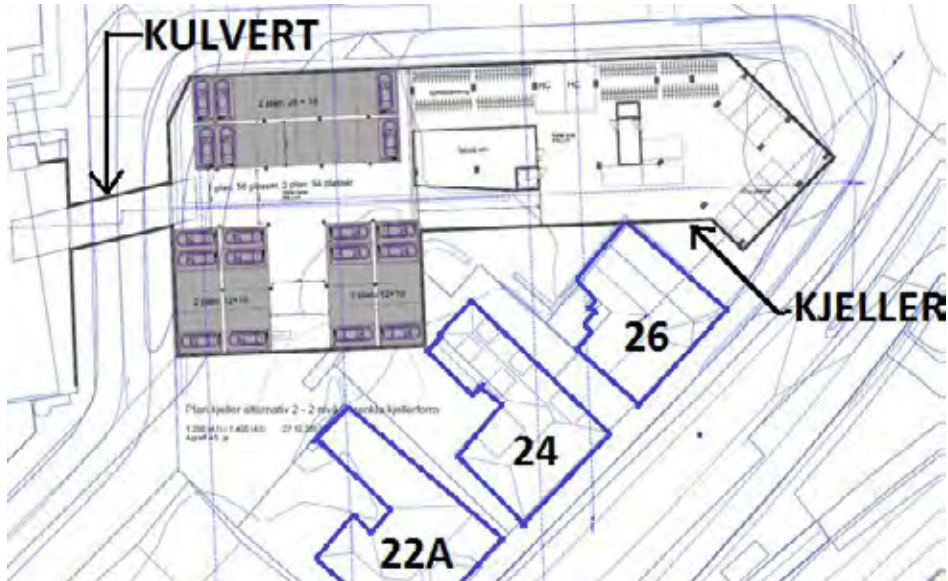
- **Rystelser fra spuntramming.** Spuntramming foregår tett inntil nabobygg. Med hindringer i fyllmassene var potensialet for betydelige rystelser og skader p.g.a. dette vesentlig, men dette kunne begrenses ved forgraving i fyllmassene.
- **Setninger som følge av deformasjon i spunt.** Liten avstand fra flere av de eksisterende byggene til en evt. spuntlinje, medfører at det trolig kan oppstå setninger på nabobyggene som følge av innbøyning av spunt.
- **Komplisert utførelse p.g.a. byggegropens geometri** gir risiko for skader på støttekonstruksjonene fordi løsningen krever kompliserte rekkefølgebestemmelser. Risikoen for feil i utførelsen er stor.
- **Setninger og skader på nabobygg som følge av jet-peling.** Usikkerhet knyttet til tilstand på eksisterende fundament og hvordan dette må sikres før jettpeiling.

Risikomomentene og konsekvensene for fremdriften (p.g.a. komplisert utførelse) ble kommunisert til tiltakshaver og arbeidsgruppen gjennom arbeidsmøtene i skisseprosjektet. På ønske fra tiltakshaver ble det utarbeidet en alternativ løsning (alternativ 2, forenklet geometri på kjeller), både for å redusere risiko i prosjektet og for å kunne oppnå kortere byggetid. Løsningen er skissert i figur 4 og innebærer følgende tiltak:

- **Etablering av spunt.**
- **Innvendig avstiving** med avstiving på tvers av byggegropen.
- **Stabilisering av massene innenfor spunt.**

Løsningen muliggjør etablering av en svært stiv spuntvegg, og det ble antatt at dette ville medføre følgende endringer i risikobildet:

- **Antatt reduksjon i rystelser fra spuntramming.** Spuntramming utføres i større avstand fra det kritiske nabobygget (nr. 22a), noe som tilsier at det er mindre fare for skade.
- **Antatt redusert setningsproblematikk knyttet til nabobygg** fordi avstanden fra de kritiske fundamentene til eksisterende bygg til spuntlinjen økes.
- **Mindre fare for feil utførelse.** Enklere geometri og færre utførelsestrinn vurderes å redusere faren for at misforståelser knyttet til utførelsen, selv om det fortsatt vil være strenge rekkefølgebestemmelser for alternativ 2.
- **Ingen setninger og skader på nabobygg som følge av jet-peling.** Det vurderes at refundamentering på jet-peler ikke er nødvendig pga. økt avstand mellom kritiske fundament og byggegrop.

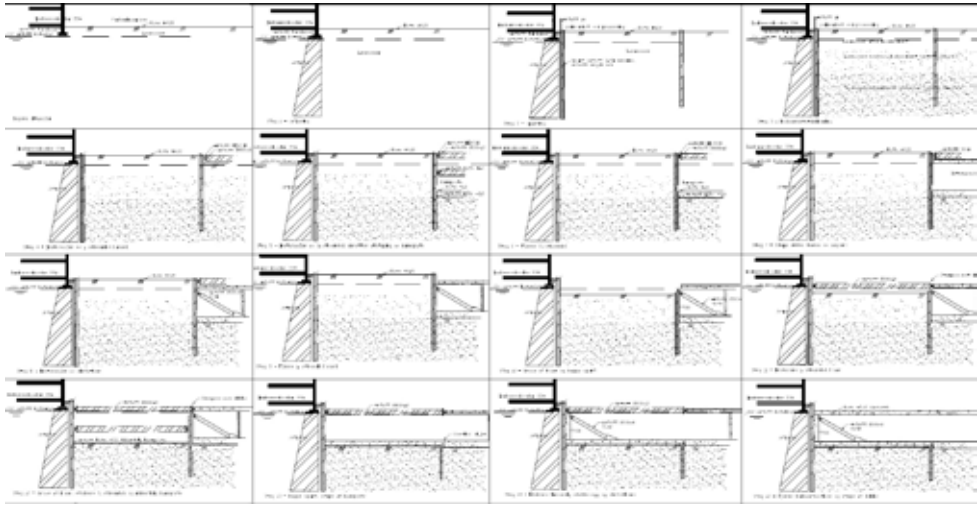


Figur 4 Kjelleralternativ 2, forenklet kjellergeometri

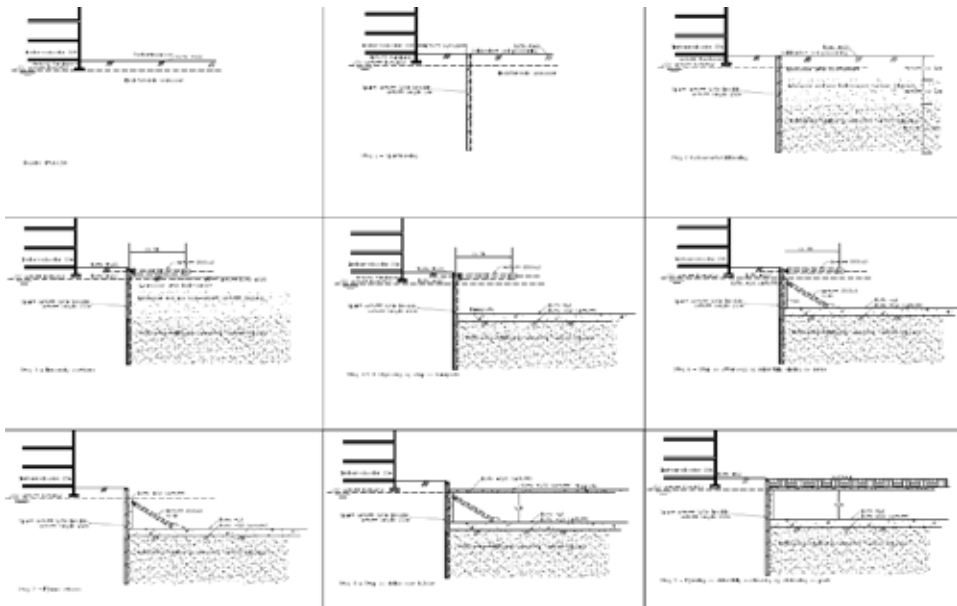
Utførelsen og forskjellen i kompleksitet ble illustrert for prosjektgruppen ved hjelp av tegneserier som viste den trinnvise utførelsen av de to alternativene. Eksempler er gitt i figur 5.

De to alternativene ble presentert for tiltakshaver i et eget geoteknisk dokument hvor risiko, estimerte kostnader for grunnarbeidene, estimert fremdrift og konsekvenser for arealutnyttelsen på tomten ble synliggjort.

På bakgrunn av dette dokumentet, tegneseriene og arkitektens innspill ble det valgt å gå videre med alternativ 2.



a) Alternativ 1



b) Alternativ 2

Figur 5 Prinsipiell utførelse – trinnvis utførelse

Forprosjekt

Det ble tidlig klart at det (m.h.p. økonomi og fremdrift) ikke var aktuelt å stabilisere hele massevolumet inne i gropen. Samtidig gjorde dybden til berg, kombinert med de stedlige massenes egenskaper, det lite hensiktsmessig å gå for en pelet løsning.

Det planlagte bygget måtte derved fundamenteres delvis på original grunn og delvis på stabilisert grunn. Da den marine avsetningen var antatt å være konsolidert for vekten av fyllmassene, ble det valgt å fundamentere bygget direkte på hel plate.

For å redusere differanse- og skjevsetninger på grunn av store variasjoner i lastbildet, ble det valgt å etablere de stabiliserte massene under lastnedføringspunkter og -linjer. I prinsippet vil da de største lastene føres lengre ned i grunnen og bygget ble derved, i all hovedsak, kompensert fundamentert.

Kravet til fremdrift i anleggsfasen ble skjerpet i løpet av forprosjektet, i tillegg ble det satt krav om en mindre justering i kjellerens geometri. For å kunne møte den ønskede byggetiden, samtidig som prinsippene for etableringen av byggegropen fra skisseprosjektet ble ivaretatt, ble det besluttet å:

- **dele byggegropen i to**, noe som muliggjorde tidligere oppstart av gravearbeidene.
- **etablere avstiving i bare ett nivå og over eksisterende terreng**. Dette muliggjorde etablering av kjelleren på østre del av tomten tidlig i byggeperioden, uten å måtte etablere avstivning i ulike trinn.
- **beholde den enkle geometrien (og symmetrien) til spuntgropen**. For å kunne etablere kjelleren ble det etablert en egen spuntgrop for dette som et påheng til «hovedgropen».

De skisserte tiltakene resulterte i at avstand fra stivernivå til endelig graveplanum ble 6,7 m. Oppstøttingshøyden ble ca. 6 m og de innvendige stiverelementene ca. 22 m (i østre del av gropen).

Detaljprosjektering

Et sentralt grunnlag for detaljprosjekteringen var «veiledning for grunnforsterkning med kalk- sementpeler» (NGF, 2012), «Kalksmentstabilisering ved E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim dagsone vest» (Hanson, 2012) og «Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger» (Statens vegvesen, 2012), i tillegg til Multiconsult sine erfaringer fra oppfølging av arbeidene med Strindheimstunellen (parsell Trondheim dagsone vest).

Bindemiddelkombinasjon

NCCs innledende laboratorieforsøk i.f.m. Strindheimstunellen viste, basert på Hanson (2012), at leiren fikk en vesentlig høyere skjærfasthet ved å blande inn kalk og sement sammenlignet med multicement og sement (etter både 2 og 6 ukers herdetid).

Den raske utviklingen av skjærstyrke i kalk-sement stabiliserte materialet, kombinert med ønske om rask fremdrift og relativt høy skjærstyrke, var grunnlaget for at en bindemiddelkombinasjon bestående av 50 % kalk og 50 % sement ble valgt.

Kalk-sementpelens funksjoner

Bruksområdene for peler av kalk-sementstabilisert materiale er mange. Når massene først skulle stabiliseres på denne måten (i.f.m. innvendig avstivning av spuntveggene) var det hensiktsmessig å utnytte metodens fleksibilitet/bruksområder også for å løse andre problemstillinger i prosjektet.

I byggeperioden skulle innblandingen av kalk og sement bidra til å redusere nødvendig fotdybde og deformasjon på spunten (A), i tillegg skulle de bidra til å lette utgraving (B). I fremtiden, i permanent tilstand, skal de bidra til å redusere (skjev)setninger på nybygget (C).

A Fotdybde og deformasjon

For utgravingen ble det etablert en beregningsmodell for estimering av *deformasjoner* i spuntvegg og setninger på eksisterende bygg, samt én for sjekk av *sikkerhet* mot brudd. Plaxis 2D (v2011.02) og Hardening Soil Small Strain jordmodellen ble benyttet i begge FEM-modellene.

Utgraving av gropen måtte skje relativt kjapt etter stabiliseringen av massene. Som grunnlag for beregningene (for å verifisere sikkerhetsnivået) ble det viktig å ha et forhold til skjærstyrken i de kalk-sementstabiliserte massene i de første ukene etter innblanding.

Laboratorieundersøkelse utført av NCC i forbindelse med Strindheimstunellen indikerte, basert på Hanson (2012), at den udrenerte skjærstyrken i materialet kunne ventes å bli i størrelsesorden 150 til 200 kPa etter ca. 2 uker og at denne kunne ventes å stige til ca. 250 kPa etter 6 ukers herdetid. I enkelte prøver ble det også funnet udrenertskjærstyrke på opp til ca. 380 kPa for en bindemiddelmengde på 100 kg/m^3 bestående av 50 % kalk og 50 % sement.

I våre beregninger ble en udrenert skjærstyrke på 175 kPa lagt til grunn. Det ble valgt et innblandingsforhold på 80 kg/m^3 under endelig gravenivå og satt krav om min. 3 ukers herdetid før gravearbeidene kunne påbegynnes.

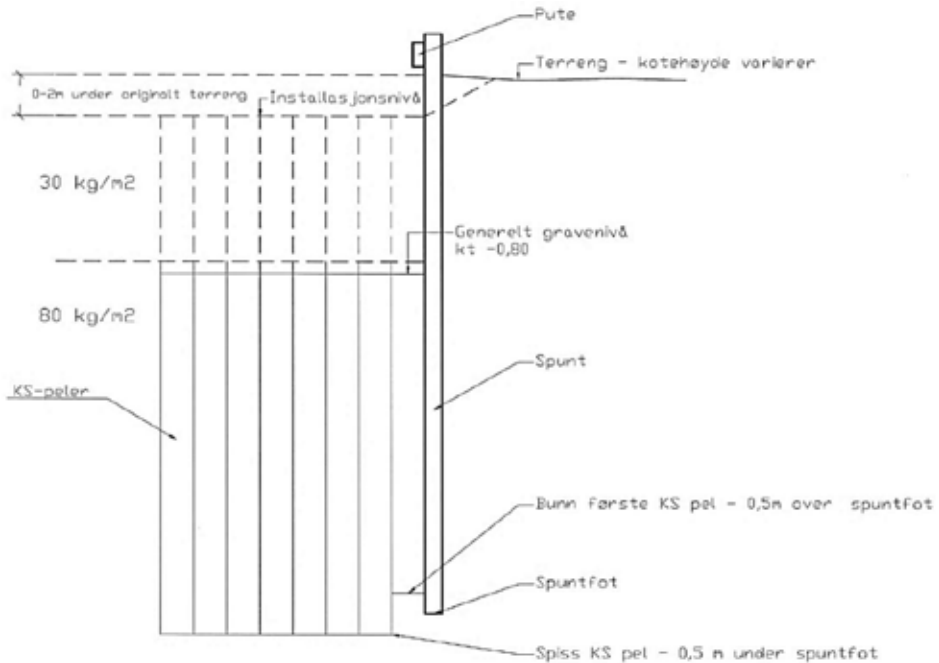
I modellen for estimering av deformasjoner ble det valgt å undersøke et bredt spekter av antatte stivheter på det kalk-sementstabiliserte materialet, dvs. fra $E_{50, \text{lav}} = 30\,000 \text{ kPa}$ (lavestimat) til $E_{50, \text{høy}} = 500\,000 \text{ kPa}$ (høyestimat).

Bakgrunnen for valg av en så høy styrke som $E_{50, \text{høy}}$ var at Hanson (2012) kunne dokumentere en stivhetsmodul E_{50} på opp til 500 MPa (ved 2 % tøying og 500+ døgn).

B Utgraving

For å sikre god bæreevne og derved enklere håndtering av anleggsmaskiner ble det blandet kalk og sement i massene over endelig gravenivå. Her ble det benyttet en lavere innblandingsmengde (30 kg/m^3).

Innblanding over endelig gravenivå ble gjort i samme mønster/punkter som det skulle blandes inn kalksement til uk. spunt. I praksis ble det derfor etablert kalk-sementpeler helt fra installasjonsnivå til uk. spunt. Prinsippet er vist i figur 6.



Figur 6 Prinsipp kalk-sementstabilisering.

På enkelte steder øst i gropen ble det også utført stabilisering av massene kun for å sikre bæreevne for maskinene også under graveplanum. Det ble da etablert kalk-sementpeler til en dybde 1,2 m under endelig gravenivå.

C Fundamentering

For vurdering av setninger på fundamentene ble det forenklete prinsippet for lastfordeling fra overliggende last ned på kalk-sementpeler benyttet. Prinsippet er beskrevet i avsnitt 4.5.1.1 i grunnforsterkningsveilederen (NGF, 2012).

Spenningsstaket i pelene i permanent tilstand ble satt under pelenes krypspenning, kfr. avsnitt 4.5.1.2 i grunnforsterkningsveilederen. Byggetiden gjorde at det tok ca. ett år fra kalk-sementpelene ble etablert til bæreevnen til byggets fundamenter utfordret. Hanson (2012) kunne dokumentere en *vesentlig* høyere skjærstyrke i materialet etter en lengre tid (over 500 døgn) med herding, sammenlignet med etter 28 dager. Det ble derfor antatt en betydelig økning i skjærstyrke i løpet av det første året etter innblanding av kalk og sement. For fundamenteringsberegningene ble det derfor benyttet en høyere beregningsmessig sikkerhet, sammenlignet med i beregningene for bestemmelse av spuntens fotdybde.

For fundamentering ble det valgt stabilisering i doble ribber for å sikre tilstrekkelig areal og et akseptabelt spenningsnivå under lastnedføringspunktene.

Annet

For prosjekter i regi av Statens vegvesen benyttes styrketak for skjærfasthet for herdete pelere (28 døgn) avhengig av pelekombinasjoner. For doble ribber er styrketaket satt til 175 kPa (Statens vegvesen, 2012), noe som medførte at vi i prosjektet benyttet styrkeparametere som er innenfor grensene i veivesenets veileder m.h.p. beregninger for bestemmelse av spuntens fotdybde, kfr. «A Fotdybde og deformasjon». Dette ble vurdert som forsvarlig på bakgrunn av tomtas beliggenhet inntil E6.

Den endelige peleplanen for kalk-sementpelene er vist i figur 7, i figuren er også søylepunkter og spuntlinjen skissert. Det ble benyttet en stabilisert dekningsgrad på mellom ca. 30 % - 50 %.

Merk at de pelene som er merket med rødt er etablert utelukkende for å sikre bæreevne for anleggsmaskiner, kfr. «B Utgraving».



Figur 7 Plan, Kalk-sementpeler. Røde pelere viser pelere etablert for å sikre bæreevne for anleggsmaskinene.

Utførelse

Bygget/byggegropen ble etablert i følgende trinn:

1. Forgraving i spunt- og pelelinjer.
2. Ramming av spunt (rundt hele gropen).
3. Installasjon av kalk-sementpeler.

For østre del av byggegropen

- 4a. Montering av puter og rørstivere.
- 5a. Utgraving og etablering av konstruksjonsdekke.
- 6a. Etablering av bunnplate og kjeller.
- 7a. Tilbakefylling rundt kjeller og fjerning av avstiving.
- 8a. Etablering av bygg over kjeller.

For vestre del av byggegropen

- 4b. Montering av puter og rørstivere.
- 5b. Utgraving og etablering av konstruksjonsdekke.
- 6b. Etablering av bunnplate og kjeller.
- 7b. Tilbakefylling rundt kjeller og fjerning av avstiving.
- 8b. Etablering av park.

For spunttrekanten

- 4c. Montering av puter og rørstivere.
- 5c. Utgraving og etablering av konstruksjonsdekke
- 6c. Flytting av avstiving for avstiving mot kjellerdekket
- 7c. Kapping av spunt ved gravenivå.
- 8c. Etablering av bunnplate og kjeller.
- 9c. Tilbakefylling rundt kjeller og fjerning av avstiving.
- 10c. Etablering av bygg over kjeller



Figur 8 Trinn 3 – Installasjon av kalk-sementpeler



Figur 9 Trinn 5a/5b - Utgraving



Figur 10 Trinn 5c – Avstiving mot kjellerdekke



Figur 11

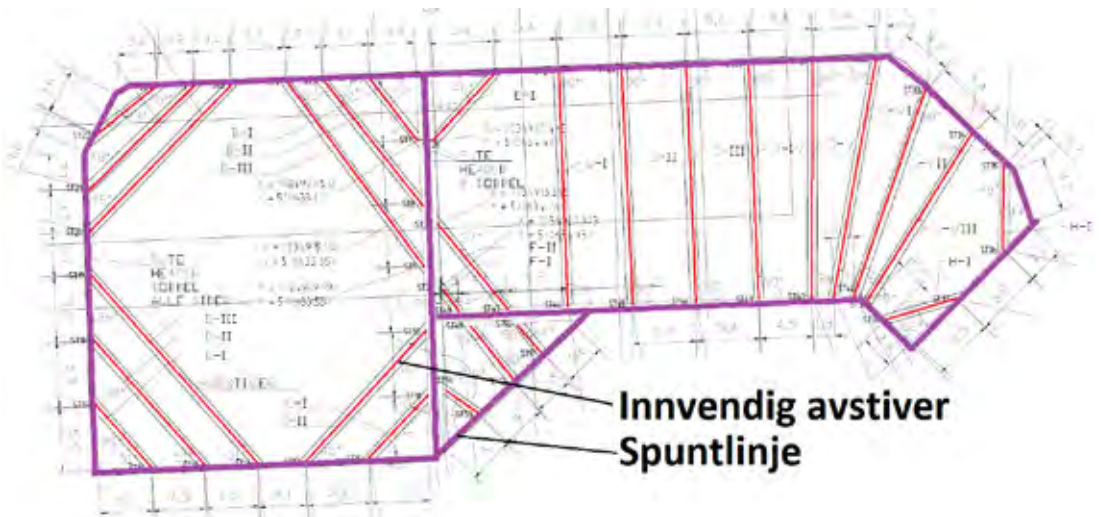
Trinn 5a/5b – Etablering av konstruksjonsdekke

Merk at plasseringen av de innvendige stiverne og løsningen for montering av stiverne ble utformet som et tett samarbeid mellom geotekniker, spunt- og graveentreprenør og rådgivende ingeniør bygg. Hensikten var å etablere en løsning som sikret hurtig installasjon av puter og stivere, i tillegg til å sikre stor nok lysåpning til å kunne etablere kjeller og utføre utgraving under stiverne. I figur 13 er et utsnitt fra avstivingsplanen vist.



Figur 12 Trinn 7a/7b

- Tilbakefylling mellom spunt og kjellervegg



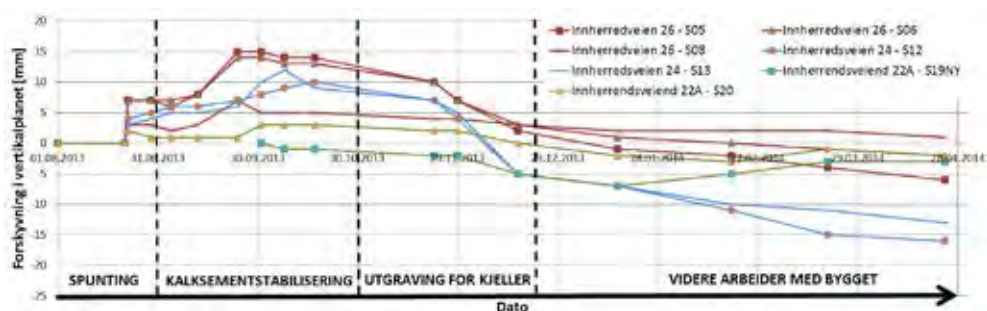
Figur 13 Trinn 4a/4b/4c – Plantegning innvendig avstiving

RESULTATER

Det ble gjort innmålinger av 32 utvalgte punkter på konstruksjonene rundt byggegropen, både før og under arbeidene. På Innherredsveien 22A ble det bl.a. gjort målinger av punkter som lå ca. 7 m fra senter spuntlinje, mens punktene på Innherredsveien nr. 24 og 26 lå ca. 2 m fra senter spuntlinje.

I figur 14 vises utviklingen av de vertikale forskyvningene til fundamentene nærmest spuntene, på Innherredsveien nr. 22A, 24 og 26. Tidsrommet for spuntarbeider, kalk-sementstabilisering og utgraving av kjeller er indikert.

Merk at en positiv forskyvning betyr en oppdrettet forskyvning, sammenlignet med innmålingen før grunnarbeidene ble påbegynt. Med setninger menes her en vertikal forskyvning nedover, som ikke nødvendigvis er under nivået som var før arbeidene startet.



Figur 14 Utvikling av setninger på nabobygg

Eksisterende fundamenter flyttet seg ca. 2-8 mm vertikalt (oppover) under spuntingen. I de videre arbeidene med innblanding av kalk og sement var det først en ytterligere heving av fundamentene på ca. 3-8 mm, før de i herdeperioden satt seg ca. 1-5 mm.

Fra *gravearbeidene* ble påbegynt til det var utgravd for kjeller, kjelleretasjen var etablert og det var fylt tilbake mot kjeller opplevde fundamentene til Innherredsveien nr. 22A setninger på i størrelsesorden 3-5 mm, Innherredsveien nr. 24 på 20-23 mm og Innherredsveien nr. 26 på 4-18 mm.

Totalt ble setningene relativt til utgangsnivået på:

Innherredsveien nr. 22 A	2-3 mm
Innherredsveien nr. 24	13-16 mm
Innherredsveien nr. 26	2-6 mm

Pr. i dag er ikke nybygget ferdigstilt og setningene på dette bygget er derfor ikke dokumentert i tilstrekkelig grad til å kunne trekke noen endelige konklusjoner knyttet til bruken av kalk og sement som setningsreducerende tiltak, men setningene er små så langt.

KOMMENTARER OG DISKUSJON

Prinsippene for etablering av byggegropen ble tidlig bestemt (i skisseprosjektet) og bestod i grove trekk i å benytte en enkel geometri på gropen, begrense antall gjennomføringstrinn og styrke de mekaniske egenskapene til massene inne i byggegropen. Disse prinsippene gav en robusthet videre i prosjektet som senere gjorde det mulig å møte tiltakshaver sitt ønske om å

optimalisere gjennomføringstiden, i tillegg til at vi, fra et geoteknisk ståsted, kunne gå god for arkitektens ønske om en justering i kjellerens endelige geometri, uten at vi mente at dette ville medføre uakseptabel risiko m.h.p. setninger på den verneverdige bebyggelsen.

Det å benytte en innvendig avstivning og deretter etablere en høy kjeller under det eneste stivernivået kan det knyttes betydelig skepsis til. I vårt prosjekt, og med de forutsetningene som lå til grunn her, mener vi likevel dette må kunne sees på som en suksess av to grunner: Først og fremst har det, under grunnarbeidene, oppstått små setninger på eksisterende nabobygg, selv om avstanden fra stivernivå til gravenivå var uvanlig stor og eksisterende bygg stod tett inntil gropen. For det andre fordi det å etablere stivere på tvers av gropen medførte betydelige innsparinger i byggetid, sammenlignet med om disse f.eks. skulle tas bort og erstattes med avstivning mot bunnplaten før kjelleren ble bygget.

Etablering av kjeller under de innvendige stivere hadde trolig ikke vært vellykket uten god dialog mellom geotekniker, byggetekniker og entreprenører. I vårt prosjekt ble f.eks. senteravstand mellom stivere valgt på bakgrunn av diskusjoner med byggetekniker og graveentreprenør, mens metode for innfesting av stivere ble utarbeidet som et tett samarbeid mellom geotekniker og spuntentreprenør (Kynningsrud). Diskusjonene og prosessen rundt disse valgene tror vi resulterte i at både byggetekniker og entreprenørene fikk god forståelse for valget av arbeidsrekkefølgen, samt hvilke trinn i prosessen som var kritiske m.h.p. skade på nabobygg. Dette resulterte i at vi, når arbeidene startet, fikk mange gode spørsmål og tilbakemeldinger som gjorde at arbeidene ble utført uten missforståelser knyttet til rekkefølgen.

Kalk-sementstabiliseringen av massene innenfor spuntlinjen tok flere uker og p.g.a. herdetiden fikk denne delen av grunnarbeidene betydelig innvirkning på fremdriften. Stabiliseringen ble utført fra øst mot vest og tok total ca. 5 uker. Den valgte geometrien til kjelleren gjorde likevel at utgravingen i østre del kunne påbegynnes forholdsvis kjapt, fordi gropen ble delt i to og utgraving kunne starte i østre del, mens det fremdeles det fremdeles pågikk kalk-sementstabilisering på vestre del av tomten.

Med en avstand fra stivernivå til endelig gravenivå på 6,7 m og en oppstøttingshøyde på 5-6 m, mener vi at det er svært positivt å kunne presentere setninger på nabobyggene på «bare» 2-16 mm, tatt i betraktning at fundamentene til disse byggene kun ligger ca. 2 til 8 m fra spuntlinjen. Et lignende resultat er vanskelig å se for seg om det ikke hadde vært for nøye arbeid av graveentreprenør ved forgraving, stor nøyaktighet hos spuntentreprenør og kalk-sementstabilisering av massene.

Utviklingen i forskyvningene på nabobyggene, hvor vi ser at fundamentene heves under kalk-sementstabiliseringen, har ikke blitt modellert i våre beregninger. Denne løftingen av fundamentene har trolig kompensert for setningene som oppstod som følge av spuntens utbøyning. Dette har i praksis resultert i at våre beregninger har overestimert setningene noe, sammenlignet med hva som er målt.

Det tilføres i størrelsesorden 30-80 kg kalk og sement pr m^3 pel, noe som resulterer i en betydelig mengde tilført masse, tatt i betraktning en dekningsgrad på 30 – 50 % innenfor spuntene. Årsaken til løftingen av nabobyggene kan derfor muligens skyldes massefortregning, men den kan kanskje (delvis) også skyldes at kalsiumet i kalken fører til en floktulering eller re-orientering av leirpartiklene?

Setningene på Innherredsveien 26 oppstod hovedsakelig under utgraving for kjelleren, mens det på Innherredsveien 24 også oppstod betydelige setninger under de videre arbeidene. Noe av årsaken til dette kan ligge i at spunttrekantens stivere ble flyttet (kfr. trinn 6c), slik at trekanten ble stivet av mot kjellerdekket til den nye kjelleren øst i byggegropen. Dette er vist i figur 10, men om dette skyldes at selve kjellerdekket eller de nye stiverne deformeres/forskyves, eller om det skyldes en utbøyning av puten/spuntveggen under selve flytteoperasjonen er ikke klart. Dette synliggjør likevel viktigheten av å begrense antall gjennomføringstrinn.

SLUTTKOMMENTAR

For å fortjene en sentral rolle i tidligfase, som skissert i innledningen, må vi videreutvikle vår arbeidsmetodikk og måten vi bruker tegningsverktøy og annen teknologi på, for å kunne synliggjøre hvordan våre faglige innspill kan gi fordeler både for både utbygger, brukere og våre kollegaer innen andre fagdisipliner.

REFERANSER

Agraff Arkitekter (2014). Trekanttomba Nedre Elvehavn AS. Kaisa Holding As. Landskapsplan. Tegningsnummer: L10-72-001, datert 11.04.2014.

NGF (2012). Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler, Norsk Geoteknisk Forening, 2012.

Norges Bygg- og Eiendomsforening (2014). Innovasjonsprosjekt i næringslivet, prosjektbeskrivelse «Oscar-Verdi for eier og bruker», hentet fra http://www.nbef.no/fileadmin/Dokumenter/Prosjektbeskrivelse_OSCAR_Verdi-eier-bruker-BIA-2014.pdf, den 21. september 2014

Simon Hanson (2012). Kalksementstabilisering ved E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim dagsone vest, Masteroppgave ved NTNU, 2012.

Statens vegvesen (2012). Håndbok V221. Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Vegdirektoratet 2014. Faglig innhold 2012.

Teknisk ukeblad (2014). OSCAR. Vil øke rådgivernes innflytelse på bygg, hentet fra <http://www.tu.no/bygg/2014/09/12/vil-oke-radgivernes-innflytelse-pa-bygg>, den 21. september 2014.

Trondheim kommune (2014). «GeoInnsyn: kart og plandata», hentet fra <https://geoinnsyn.nois.no/Trondheim/>, hentet 29.09.2014.

BESTEMMELSE AV EKVIVALENTE JORDFJÆRER FOR BRUK I STATISKE BEREGNINGER OG BEHOV FOR FELLES FORSTÅELSE MELLOM RIG OG RIB**On the determination of equivalent spring stiffnesses in SSI-calculations and the need for mutual understanding between the geotechnical and the structural engineer**

Dr.-Ing. Carsten Hauser, Norges Geotekniske Institutt (NGI)
Dr. philos. Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Avanserte modeller og programmer kan håndtere komplekse oppgaver ifm. analysen av det koblede systemet jord/fundament/konstruksjon. Rådgivende Ingeniør Geoteknikk (RIG) får derimot ofte spørsmål fra Rådgivende Ingeniør Bygg (RIB) om de kan spesifisere enkle (lineære) fjærer som kan representere jordas reaksjon når RIB skal prosjektere fundamenter og konstruksjoner.

Fjærstivheten k_v er ikke et jordparameter og må bestemmes med en setningsberegning. Det vil i de fleste tilfeller være nødvendig å angi en fordeling av fjærstivheten over bunnplatas kontaktareal, og utføre minst én iterasjon med RIB, slik at det er kompatibilitet mellom beregnede fundamentdeformasjoner og setninger.

Det er viktig å bli bedre på å kommunisere og samarbeide med RIB ved slike oppgaver. RIG vil samtidig ha godt av å få en bedre forståelse av hvilke scenarier som er mest kritiske eller avgjørende i RIB sin dimensjonering.

SUMMARY

There are advanced models and calculation programs that are able to handle the complex task of a soil structure interaction (SSI) analysis for the coupled system soil/foundation/superstructure. However, in the geotechnical engineer's everyday life, there is often a demand from the structural engineer to specify simple (linear) springs representing the soil reaction when designing a foundation/construction.

The spring stiffness (coefficient of subgrade reaction) k_v is not a soil parameter and has to be determined by settlement calculations. In most cases, it will be necessary to determine a distribution of the spring stiffness over the foundation base, and to carry out at least one iteration with the structural engineer to ensure that compatibility of calculated settlements and deformations of the foundation is obtained.

To carry out SSI-analyses by the means of linear springs, it is important to improve communication and cooperation between the geotechnical and the structural engineer. The geotechnical engineer will also need to obtain a better understanding of what is important and critical in the structural design.

1. INNLEDNING / BAKGRUNN

Det fins i dag avanserte beregningsverktøy som setter geoteknikerne i stand til å modellere jordas oppførsel mer og mer realistisk. Finite element programmet PLAXIS for eksempel gjør det mulig å modellere både grunnen og konstruksjoner, og samvirkeanalysen går nesten "av seg selv" – forutsatt en tilstrekkelig realistisk input og riktig valg av materialmodeller.

Avanserte modeller og programmer kan håndtere komplekse oppgaver ifm. analysen av det koblede systemet jord/fundament/konstruksjon. Rådgivende Ingeniør Geoteknikk (RIG) får derimot ofte spørsmål fra Rådgivende Ingeniør Bygg (RIB), om de kan spesifisere enkle (lineære) fjærer som kan representere jordas reaksjon når de skal prosjektere fundamenter og konstruksjoner.

Geoteknikeren har mulighet til å modellere jordas oppførsel på en avansert måte, men mangler ofte nødvendig informasjon for å kunne modellere konstruksjonen på riktig nivå. Det omvendte problemet står RIG ovenfor.

Derfor er det betydelig enklere metoder som kommer til anvendelse i flertallet av prosjektene, og som er en del av geoteknikerens hverdag. Det brukes som oftest lineære fjærer for å beskrive samvirke mellom jord og konstruksjon (jord-konstruksjon samvirke) i statiske beregninger. RIG skal i disse tilfeller levere slike fjærer/fjærstivheter til RIB som input i beregningsprogrammer. RIB vil da bruke disse fjærene for å modellere jordas oppførsel under en gitt fundamentkonstruksjon, for å beregne nødvendig mengde armering i brudd-/ og bruksgrensetilstanden (ULS/SLS). Med dette frakobler man undergrunnen fra resten av systemet.

Det forutsettes vanligvis i analysene at fjærene er lineære. På engelsk kalles denne fjærkonstanten/fjærstivheten for *coefficient of subgrade reaction*, på tysk heter den *Bettungsziffer*. Da fjærstivheten skal reflektere jordas reaksjon under et visst fundament og en viss lastfordeling, og jorda egentlig oppfører seg ikke-lineært, er fjærstivheten IKKE en jordparameter og må vurderes av geoteknikeren for hvert tilfelle. En fornuftig fastsettelse av fjærstivheten krever samarbeid og iterasjon mellom RIB og RIG. Manglende gjensidig forståelse er ofte et problem i denne prosessen.

Det har skjedd at geoteknikere ble konfrontert med henvendelser av typen:

"Hva er fjærstivheten på Røros?"

eller

"Hva er fjærstivheten for leire?"

Dette viser at kommunikasjonen og gjensidig forståelse kan være en utfordring, ved siden av de faglige utfordringene som bruken av lineære jordfjærer i samvirkeanalyser kan medføre. Med dette som utgangspunkt, vil foreliggende bidrag diskutere og komme med innspill vedr. følgende spørsmål:

- Hvordan kan vi bestemme hensiktsmessige jordfjærer til bruk i RIB sine analyser av samvirket konstruksjon-jord?
- Hva er evt. begrensningene av en såpass enkel modell, eller: når er den grei nok?
- Hvordan kan dette kommuniseres for å forbedre "samvirket" mellom RIG og RIB?

Temaet er ikke nytt, og har blitt behandlet i mange publikasjoner – f.eks. NGI (1999), Karlsrud (1997), Smolczyk (2002) eller Tokheim (1973) – men det er fremdeles en del usikkerhet rundt det. Foreliggende artikkel er ment som et bidrag for å få til en diskusjon i miljøet med mål om å forbedre samarbeidet mellom RIB og RIG.

2. GENERELT OM SAMVIRKEANALYSER

Det fins forskjellige metoder som brukes for å modellere/simulere grunnens reaksjon under et fundament i samvirkeanalyser:

- Veldig enkle modeller antar grunnens reaksjon som et konstant eller lineært kontaktrykk. Dette kan særlig komme til anvendelse ved dimensjonering av et veldig stivt fundament, jf. bla. Terzaghi/Peck/Mesri (1996). Dette til tross for at det er en grov og ikke-korrekt forenkling.
- Den såkalte elastiske halv rom-metoden. Her fins det beregningsprogrammer eller lukkede løsninger for en del tilfeller.
- Bruk av lineære "jordfjærer" som kan ha konstant eller variabel stivhet over fundamentets areal.
- Finite Element beregninger (2D eller 3D) der både grunnen og fundamentet kan modelleres, eventuelt med overbygning (koblet/ikke-koblet).

Generelt kan det skilles mellom metoder for beregning av deformasjon ut fra elastiske eller elastoplastiske modeller.

For å kunne utføre en samvirkeanalyse, må RIG etterspørre/få all relevant informasjon fra RIB, som for eksempel:

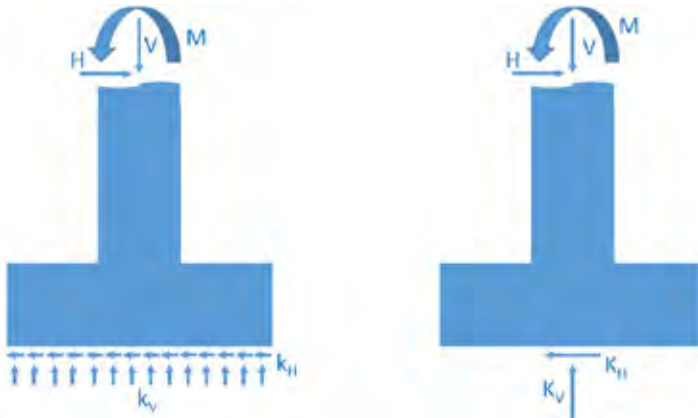
- Fundamentlaster/stivhet av fundamentet (informasjon om konstruksjonen / byggverket generelt).
- Korttids- vs. langtidslaster: hvilke laster eller hvilken andel skal det tas hensyn til i en setningsberegning?
- Rekkefølge for lastpåføring, lastkombinasjoner (også i byggefase).
- Deformasjonskriterier (absolutt- og skjevsetninger).
- Hva skal fjærene brukes til? Er det for eksempel reaksjonen av den ferdige konstruksjonen i sin helhet som er av interesse, eller skal bunnplata dimensjoneres?

Ingen av metodene nevnt ovenfor vil være den beste eller mest hensiktsmessige for alle tilfeller, men modelleringen ved bruk av fjærstivheter (subgrade reaction approach) er en av de enkleste metodene, og kan gi fornuftige resultater uten bruk av avansert programvare eller jordmodeller.

Generelt kan det også være forskjellige typer fjærer som skal bestemmes, avhengig av hva man er ut etter i analysene sine:

- vertikale fjærer
- horisontale fjærer
- momentfjærer.

Det skilles også mellom enhetsfjærer og totalfjærer som illustrert i figur 1. Enhetsfjærer vil først og fremst benyttes når man ønsker å se på snittkrefter og momenter ifm. dimensjonering av en konstruksjon, mens totalfjærer vil kunne si noe om selve konstruksjonens reaksjon på en påført last. Et eksempel her kan være en jordskjelvanalyse.



Figur 1: Skjematisk illustrasjon av horisontale / vertikale enhetsfjærer (til venstre) og totalfjærer (til høyre)

Bidraget vil fokusere på samvirkeanalyser ved hjelp av vertikale lineære jordfjærer (enhetsfjærer), dvs. basert på en såkalt Winkler-modell (på engelsk: *Subgrade Reaction Approach*). Modellen er nærmere beskrevet i det etterfølgende kapittel 3.

3. BRUK AV FJÆRSTIVHETER

Metoden som er basert på bruk av fjærstivheter (subgrade reaction approach) forutsetter at setningene er proporsjonale med grunntrykket (såkalt Winkler-modellen):

$$\sigma_0 = k_v \cdot s.$$

I denne modellen viser jorda en umiddelbar reaksjon under en gitt last eller et trykk. Proporsjonalitetsfaktoren k_v [kN/m^3] har samme enhet som en fjærstivhet og kalles på engelsk: *coefficient of subgrade reaction*. Faktoren/koeffisienten representerer jordas reaksjon på pålastning. Definisjonen

$$k_v = \frac{\sigma_0}{s}$$

innebærer at fjærstivheten ikke er en jordparameter (!), og den må ikke brukes som en. Koeffisienten/fjærstivheten kan ikke leses fra en tabell eller graf, men må bestemmes basert på setningsberegninger eller -vurderinger. Grunnen til dette er at k_v er ikke bare avhengig av grunntrykket σ_0 , men også av alle de parameter som inngår i en setningsberegning, som for eksempel:

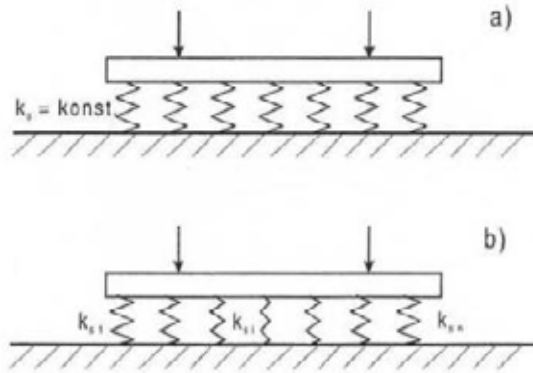
- Last (type, form, størrelse av kontaktarealet, varighet ...)
- Lagdeling
- Jordas egenskaper som f.eks. modul / stivhet (tatt hensyn til OCR, avlastning mm), Poisson tall og konsolidasjonsegenskaper
- ...

NB: I det etterfølgende vil det bli brukt uttrykket "fjærstivhet" for å referere til k_v .

Bruk av metoden med et sett med lineære fjærer for å modellere samvirke vil kunne brukes direkte så lenge jordas oppførsel kan defineres som lineær-elastisk. For eksempel har denne metoden blitt brukt i beregninger for overbygningen under jernbanespor. I andre tilfeller vil man være nødt til å gjennomføre en iterativ prosess for å finne sannsynlige fjærstivheter som gir samsvar mellom deformasjoner av fundamenter (basert på fjærstivhetene) og beregnede setninger av jorda (det forutsettes kompatibilitet av deformasjoner/setninger)

I enkelte tilfeller vil det være akseptabelt å bruke en konstant fjærstivhet for hele fundamentet, som for eksempel ved bløt grunn i kombinasjon med et stivt fundament med begrenset utstrekning, eller når et setningsgivende jordlag er svært tynt. I andre tilfeller må man finne en fornuftig fordeling av fjærstivheter, og fordelingen kan forbedres gjennom iterasjon. Uten iterasjon kan man ikke modellere realistiske deformasjoner, da denne forenklete metoden ikke klarer å ta hensyn til fordelingen av setninger under fundamentet.

En skjematisk illustrasjon av metoden er vist i figur 2, både for konstant og varierende fordeling av fjærstivheter.



Figur 2: Skjematisk illustrasjon av bruk av fjærer med a) konstant og b) variabel fordeling av fjærstivheten, DIN (2003)

4. HVA SIER EUROKODEN?

Eurokode 7, del 1 (NS-EN 1997-1:2004+NA2008) inneholder følgende vedr. dimensjonering av et fundament med tanke på hvordan grensesnittet jord-konstruksjon kan modelleres, se kap. 6.8:

"(2) Under et stivt fundament kan kontaktrykket antas å være lineært fordelt. En mer detaljert analyse av samvirket mellom grunn og konstruksjon kan brukes til å rettferdiggjøre en mer økonomisk dimensjonering.

(3) Under et fleksibelt fundament kan fordelingen av kontaktrykket finnes ved modellering av fundamentet som [...] en plate som hviler på et deformerbart kontinuum eller på en rekke fjærer med egnet stivhet og styrke.

(4) Brukbarheten av stripe- og platefundamenter skal kontrolleres under forutsetning av laster i bruksgrensetilstanden og en kontaktrykkfordeling som tilsvarer deformasjonen av fundamentet og av grunnen.

(5) For dimensjonerende situasjoner med konsentrerte laster som virker på et stripe- eller platefundament, kan krefter og bøyemomenter i fundamentet utledes fra en grunnreaksjonsmodell for grunnen ved bruk av lineær elastisitet. Grunnreaksjonsmodulene kan bedømmes ved en setningsanalyse ved egnet antakelse av kontaktrykkfordelingen. Modulene kan justeres slik at de beregnede kontaktrykkene ikke overskrider verdier hvor det kan antas lineær oppførsel.

(6) Totale og differensielle setninger for konstruksjonen som helhet bør beregnes i overensstemmelse med 6.6.2 [Setning]. Til dette er grunnreaksjonsmodeller ofte ikke egnet. Mer nøyaktige metoder, slik som elementberegning, bør brukes når samvirket mellom grunn og konstruksjon har en dominerende virkning."

Å modellere samvirket mellom konstruksjon og jord ved hjelp av lineære jordfjærer er dermed i utgangspunktet i henhold til standarden, men det kreves at fjærstivhetene oppdateres / forbedres gjennom en iterativ prosedyre. Det skal påvises kompatibilitet mellom deformasjoner av fundamentet og av grunnen. Dette fordi setningsberegninger (med mindre man bruker koblede FE-modeller) ikke kan ta hensyn til stivheten av konstruksjonen.

5. FORESLÅTT PROSEDYRE FOR Å BEREKNE FJÆRSTIVHETER FOR BRUK I STATISKE BEREKNINGER

Som beskrevet før, er det behov for forenklete og brukervennlige, men samtidig pålitelige metoder i samvirkeanalyser. En mulig prosedyre for å bestemme hensiktsmessige fjærstivheter som kan brukes av RIB for å utføre dimensjoneringen av et fleksibelt fundament blir foreslått i det etterfølgende.

Noen refleksjoner som kan være til hjelp før man setter i gang:

- Det er bøyemomentene i fundamentet som er av størst interesse for RIB. Metoden må derfor ikke være 100% riktig, men tilstrekkelig for å kunne gjennomføre en forsvarlig dimensjonering. Hva som er "*tilstrekkelig*" for RIB i denne sammenheng, er imidlertid vanskelig å vite for RIG.
- Antagelsen av en tilnærmet jevn lastfordeling under et fleksibelt fundament for å forenkle beregningen, kan ende opp med en konservativ løsning. Dette fordi et fundament på kompressibel grunn vil ha høyt grunntrykk under lastpunktene, og verdiene øker desto mykere fundament og stivere grunnforhold. Momentene i et fleksibelt fundament vil alltid være lavere sammenliknet med et stivt fundament.
- Det er ikke bare absoluttverdien av fjærstivheten som bestemmer resultatene. Det relative forholdet mellom stivheten av jorda og fundamentet, og fordelingen av fjærstivhet over fundamentets areal er mer avgjørende.
- Antagelsen om at jordas oppførsel er lineær-elastisk vil føre til at stivheten i ytterkantene av fundamentet blir overestimert. Dette må tas in i vurderingene for å unngå diskontinuiteter som vil gi urealistiske trykkonsentrasjoner i beregningen.
- I tilfeller der konstruksjonen / overbygningen (særlig dens stivhet) har en nevneverdig effekt på oppførselen av fundamentet, kan metoden gi fullstendig feil svar mtp krefter, momenter, og særlig deformasjoner (jf. eksempelet som er nevnt i kap. 7).
- Ifølge bl.a. DIN (2003) kan man anta en konstant fjærstivhet dersom mektigheten på et kompressibelt lag er liten i sammenlikning med dimensjonene på fundamentet, og hvis laget ligger nært underkanten av fundamentet. I andre tilfeller må man modifisere denne forenklete metoden (variabel fjærstivhet, iterasjon).

Vurderingen/bestemmelsen av fjærstivheten utføres best gjennom en iterativ prosess, hvor man først enten antar en forenklet grunntrykkfordeling for å beregne setninger og fjærstivheter, eller får et første estimat av grunntrykkfordeling fra RIB basert på fjærstivheter fra veldig enkle overslag når det gjelder både kontaktrykk og fjærstivhet.

Resultatene kan så optimaliseres iterativt mellom RIB og RIG, inntil endringene i kontaktrykk og fjærstivheter blir "forholdsvis" små. Erfaringsmessig (jf. bl.a. Smolczyk, 2002) vil det i de fleste tilfeller ikke være nødvendig med mer enn én til to iterasjoner for å komme fram til en god nok fordeling av fjærstivhetene som gir tilstrekkelig grunnlag for en forsvarlig dimensjonering. Men hva som er et tilstrekkelig antall iterasjoner, fins det intet fasitsvar på.

Følgende trinn foreslås gjennomført i iterasjonen mellom RIG og RIB:

- (1) Beregning av setninger basert på et antatt kontaktrykk. (RIG) Her tas det ikke hensyn til fundamentets stivhet ($EI = 0$).
Det kan hende at RIB leverer en fordeling av kontaktrykket som kan være utgangspunktet for den første beregning av setninger. Den vil da være basert på en første antagelse av fjærstivheten.
- (2) Bestemmelse av et sett av fjærstivheter k_v fra kvotienten av kontraktrykket og beregnede setninger fra (1), og fordeling av fjærstivheten over kontaktarealet (RIG).
- (3) Fjærstivhetene fra (2) brukes som input i et beregningsprogram for å komme frem til vertikale deformasjoner av fundamentet og en oppdatert kontaktrykkfordeling. (RIB)
- (4) Kontaktrykket fra (3) brukes som input til en ny setningsberegning. (RIG)
- (5) Ny bestemmelse av et sett av fjærstivheter k_v fra kvotienten av kontraktrykket fra (3) og beregnede setninger fra (4), og fordeling av fjærstivheten over kontaktarealet (RIG).
- (6) Fjærstivhetene fra (5) brukes som input i et beregningsprogram for å komme frem til vertikale deformasjoner av fundamentet og en oppdatert kontaktrykkfordeling. (RIB)
- (7) Sammenlikning av beregnede fundamentdeformasjoner fra (6) og setninger fra (4). Ved tilstrekkelig overenstemmelse har størrelse og fordeling av fjærstivhetene vært god nok, og iterasjonen kan avsluttes. Ellers fortsetter man med en ytterligere iterasjon.

Når det gjelder fordelingen av fjærstivheten over kontaktarealet, anbefales det å bruke litt skjønn ved bestemmelse av verdiene langs fundamentets ytterkant. Fordi de beregnede setningene vil avta mot kantene, vil de tilsvarende fjærstivhetene bli svært høye og føre til urealistiske resultater. Dette vises som trykkkonsentrasjoner langs kantene, noe som ikke er reelt på grunn av jordas plastiske oppførsel og naturlige lastfordelinger. Man bør derfor 'jevne ut' fjærstivheten langs kantene. (Dette gjelder for noenlunde jevnt belastede fundamenter, og vil følgelig kunne være veldig forskjellig for et fundament der hoveddelen av lasten påføres ved randen.)

For bestemmelse av fjærstivheten er det ikke bare kontaktrykket som kan være en utfordring. Det er mange effekter som påvirker resultater fra en setningsberegning, og for hvert tilfelle må det vurderes nøye hvilken setning som skal legges til grunn. I det etterfølgende er det oppsummert en del aspekter som må vurderes eller tas hensyn til, basert på et litteraturstudium i emnet:

- Mulig effekt fra nærliggende konstruksjoner eller laster, dersom de influerer på spenningene under fundamentet.
- Ved beregning av setninger som grunnlag for å utlede fjærstivheter må det vurderes i hvilken grad svelleeffekter, som følge av avlastning ifm utgravingen, skal inngå. Det er viktig å nevne at bare de laster som forårsaker setninger på selve konstruksjonen må tas i betraktning. Videre vil f.eks. jevnt fordelte krypsetninger ikke ha noen som helst betydning for fjærstivhetene.

- For å vurdere effekten av avlastning skal jordas respons på belastning vurderes med en rebelastningsmodul.
- Permanente vs. midlertidige laster: grunnen vil ha en høyere stivhet under en korttidsbelastning, og ikke alle midlertidige laster er setningsgivende. Dette er et vanskelig tema som bare kan løses ved god kommunikasjon mellom RIB og RIG.
- Tidligere belastning og rekkefølge av pålastning.
- For å finne den mest kritiske situasjonen mtp fundamentets dimensjonering kan det være nødvendig å vurdere flere lasttilfeller og –kombinasjoner, f.eks. ved et lagerbygg med stor lokal variasjon i laster.
- Eventuelt kan det være nødvendig å vurdere effekten av poretrykk (som oppad rettet påvirkning).
- Betongens stivhet: Betong vil over tid vise ha en redusert stivhet som følge av kryp og oppsprekking. Dette kan motvirke eventuelle økte spenninger som kommer som følge av setninger over tid.
- I svært bløte leirer kan det i en langtidsanalyse være riktig å anta en lineær fordeling av grunntrykket. I *Geotechnical Engineering Handbook* (Smoltczyk, 2002) står det: «*In a limit state of a ground tending to excessive creep, the building 'floats' in the ground and the base pressure distribution becomes completely linear*» (side 53).

Listen er selvsagt ikke fullstendig, men kan brukes som et veiledende utgangspunkt.

6. NOEN BEREGNINGSEKSEMPLER

Det har blitt utført noen eksempelberegninger basert på iterasjonsprosedyren som er beskrevet i forrige kapittel. Det har blitt brukt to forskjellige beregningsprogrammer for å "simulere" interaksjonen mellom RIG og RIB.

GGU-Settle (BUSS, 2011a) beregner fundamentsetninger med hensyn på effekt fra nabofundamenter. Beregningene utføres basert på kjente spenningsteorier (Boussinesq osv.), og det er mulig å presentere både setninger, spenninger og fordeling av fjærstivheter under fundamentet. Geometrien kan tilpasses relativt fritt, og det kan tas hensyn til lineært fordelte lastspenninger for hvert enkelt element.

GGU-Slab (BUSS, 2011b) kan analysere vilkårlige fundamentplater basert på fjærstivheter eller basert på den elastiske halv-rom teorien. Programmet er basert på en finite-element formulering, jf. figur 3. Fordeling av fjærstivhetene kan tilpasses fritt med en lineær formulering innenfor et element. Det er også mulig å legge til enkeltfjærer, f.eks. i tilfelle at man ønsker å modellere peler. Deformasjoner av fundamentet, samt krefter og momenter kan analyseres. I tillegg tilbyr programmet å utføre dimensjonering iht. Eurokode 2 og den tyske DIN1045-1.

The program solves the differential equation:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 2 \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 w}{dy^4} + (q + k_s w) \frac{12(1-\nu)^2}{Et^3} = 0$$

Where:

- w = deflection of the slab [m]
- x, y = coordinates [m]
- k_s = modulus of subgrade reaction [kN/m³]
- q = distributed load [kN/m²]
- ν = Poisson's ratio of slab [-]
- E = Young's modulus [kN/m²]
- t = thickness of slab [m]

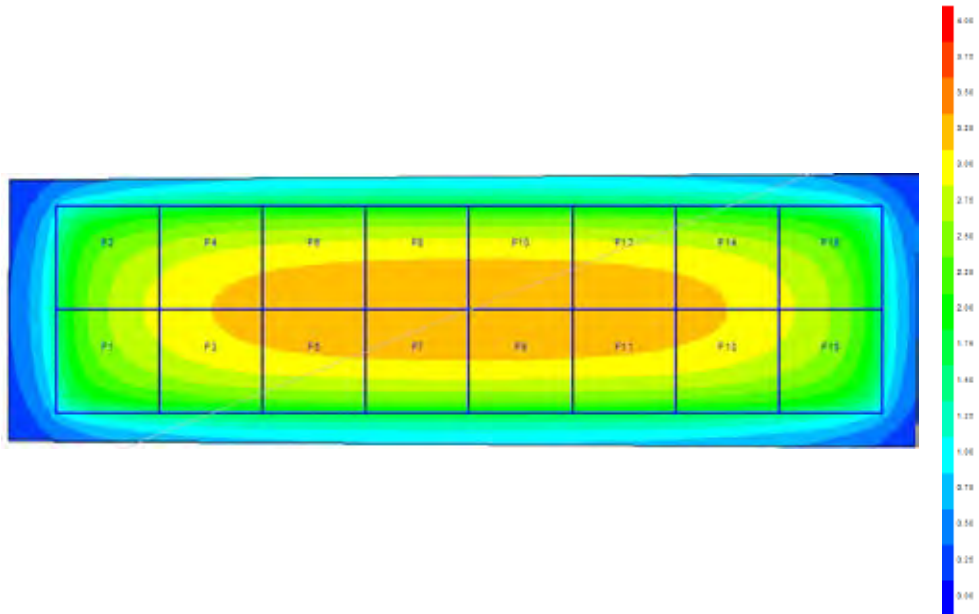
Figur 3: Grunnlag for beregninger i GGU-Slab (Buss, 2011b)

Eksempel 1: Fleksibel bunnplate med jevnt fordelt last

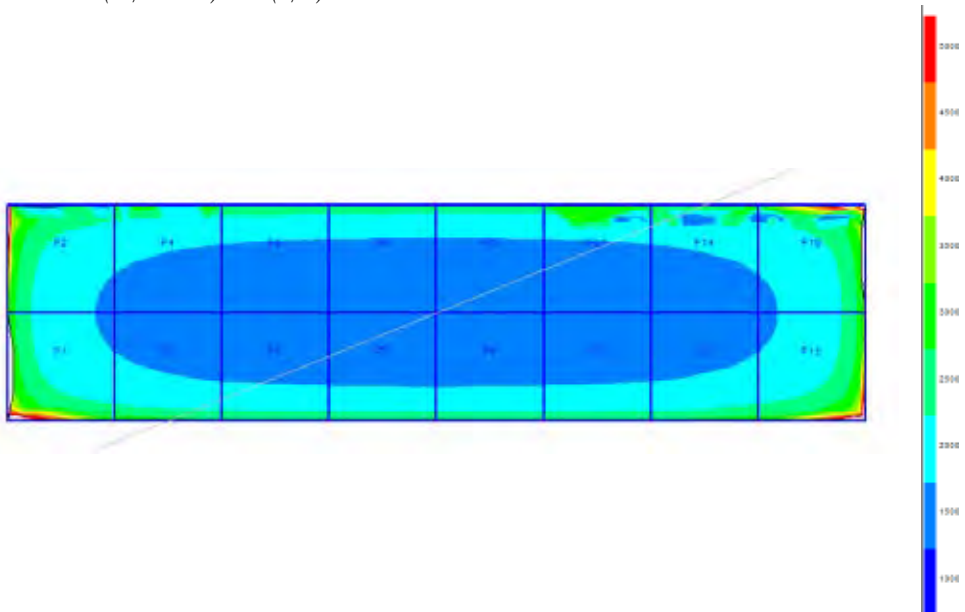
En fundamentplate av armert betong ($E_{\text{plate}} = 3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$) med dimensjoner $B \times L = 10 \times 40 \text{ m}$ og en tykkelse på $T = 0,8 \text{ m}$, utsettes for en konstant last $p = 50 \text{ kN/m}^2$. For enkelhetens skyld antas plata å være vektløs, bare stivheten inngår i beregningene. Dybden til berg er 30 m , og undergrunnen deles inn i tre lag med en belastningsmodul på henholdsvis $M_s = 10, 20$ and 30 MN/m^2 (økende med dybden). Fundamentet ligger på terrengnivå, og det tas ikke hensyn til forbelastning av undergrunnen.

I et første skritt beregnes setninger på terrengnivå for et antatt kontaktrykk som er lik platas belastning, dvs. $p = 50 \text{ kN/m}^2$. Beregnede setninger varierer fra $3,3 \text{ cm}$ i midten av plata til $0,8 \text{ cm}$ ved rendene, se figur 4. Fjærstivheter k_v som er beregnet fra kvotienten av

kontakttrykk og setning i hvert punkt, er vist i figur 5. Verdien for k_v varierer fra ca. 1,5 MN/m³ i midten av plata og stiger mot rendene, opp til ca. 3 MN/m³.

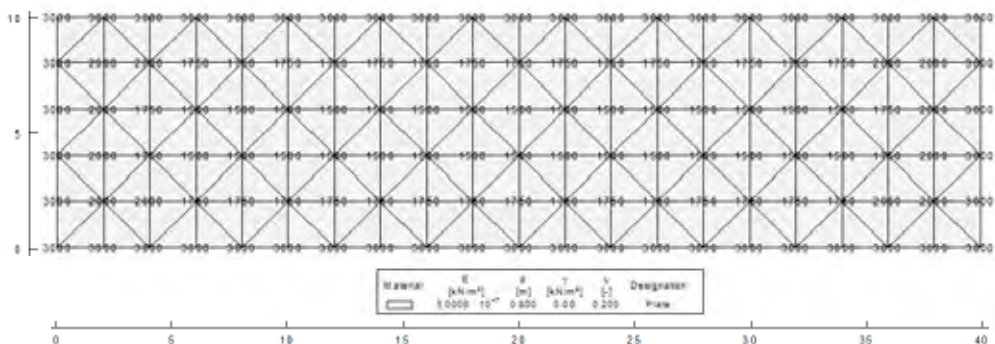


Figur 4: Første setningsberegning basert på en antatt konstant last p . Fargeskala fra 0 (mørkeblå) to 4 (rød) cm



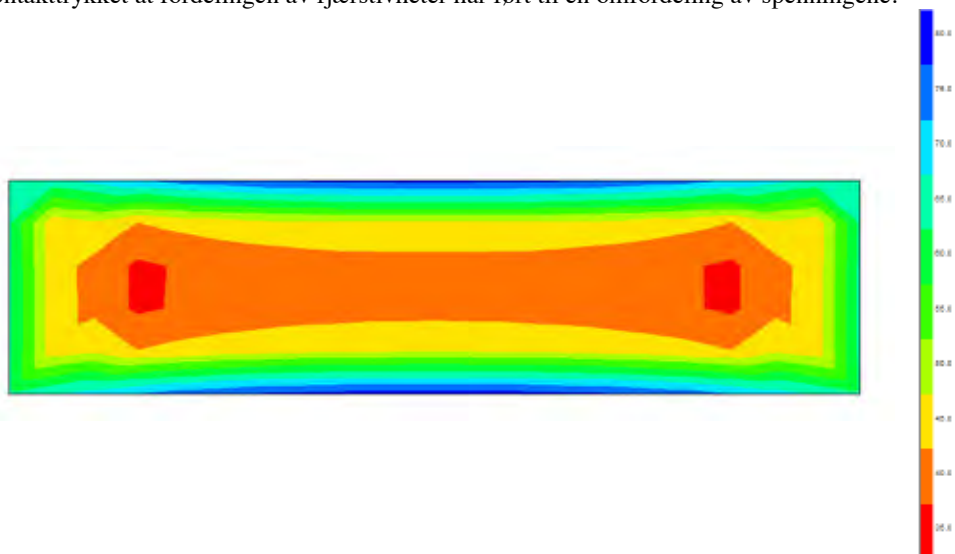
Figur 5: Fjærstivheter k_v i GGU-Settle, basert på resultater fra første setningsberegning. Fargeskala fra 1000 (mørkeblå) to 5000 (rød) kN/m³

Fordelingen av fjærstivheter fra GGU-Settle er så lagt inn i "RIB"-programmet for å komme fram til et oppdatert kontaktrykk og momenter i plata. Fordelingen som er vist i figur 5 er prøvd fanget opp så godt som mulig, men det er ikke lagt spesielt vekt på å modellere så nøyaktig som mulig, og det vil heller ikke gjenspeile virkeligheten i interaksjonen mellom RIG og RIB. Fjærstivhetene som er lagt til grunn i beregningen av plata er vist i figur 6. Her er for eksempel de lokale maksimalverdiene på opptil $k_v = 5 \text{ MN/m}^3$ som er vist i figur 5, neglisjert.



Figur 6: Fjærstivheter k_v i første beregning av plata (GGU-slab)

Beregnet kontaktrykk varierer fra ca. $q = 35\text{-}40 \text{ kN/m}^2$ i midten av plata til ca. $60\text{-}65 \text{ kN/m}^2$ ved rendene. Beregningen viser også noen "trykkonsentrasjoner" med maksimalverdier på ca. $75\text{-}80 \text{ kN/m}^2$ langs rendene på langsiden, se figur 7. Generelt viser beregningen av kontaktrykket at fordelingen av fjærstivheter har ført til en omfordeling av spenningene.



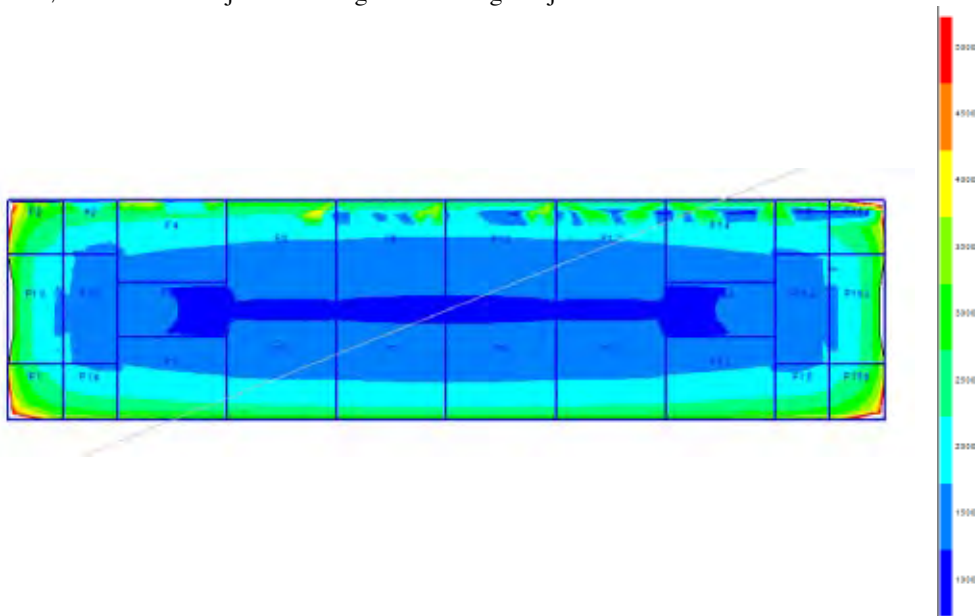
Figur 7: Beregnet kontaktrykk q fra GGU-Slab. Fargeskala fra 35 (rød) til 80 (mørkeblå) kN/m^2

Momentene M_{xx} er størst i midten av plata med en verdi på ca. 65 kNm/m . M_{yy} har en maksimalverdi på ca. 67 kNm/m . Beregnede vertikaldeforasjoner av plata som hviler på en

rekke fjærer ligger mellom ca. 2,1 og 2,7 cm, og det foreligger dermed ikke kompatibilitet mellom beregnede setninger og platas deformasjon.

***NB:** Hadde man i dette tilfelle valgt å angi en konstant fjærstivhet (for eksempel $k_v = 5 \text{ MN/m}^3$ under hele plata, hadde RIB beregnet en konstant vertikaldeformasjon av plata ($s = 1 \text{ cm}$), men ingen krefter eller momenter ($M_{xx} = M_{yy} = 0$)!*

I neste skritt brukes beregnet kontaktrykk (figur 7) som inngangsdata for en ny setningsberegning (GGU-Settle). Her er det ikke tatt hensyn til maksimalverdiene på ca. 80 kN/m^2 , fordi disse ansees som diskontinuiteter. Maksimalspenningen i setningsberegningen er satt til $p_{\max} = 75 \text{ kN/m}^2$. Beregnede setninger ligger mellom ca. 2-2,5 cm langs rendene og 3-3,7 cm i midten av plata. Fjærstivhetene som er basert på denne setningsberegningen er vist i figur 8. De er litt lavere i forhold til første beregning, og minimalverdien ligger på ca. $1,1 \text{ MN/m}^3$. Mot rendene stiger verdiene uforandret opp mot 3 MN/m^3 . Omfordeling av kontaktrykk medfører relativt beskjedne endringer i fordeling av fjærstivhetene.

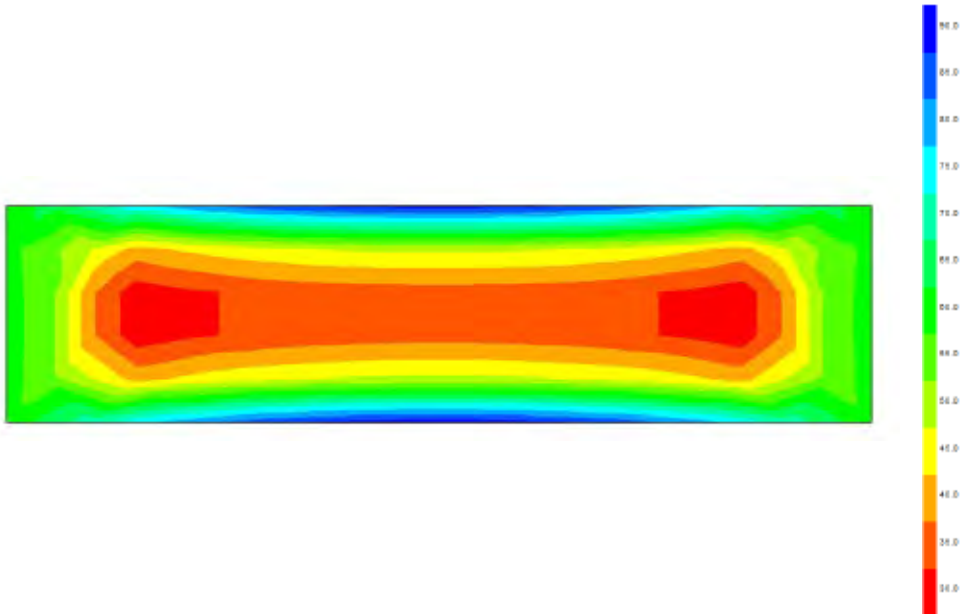


Figur 8: Fjærstivheter k_v i GGU-Settle basert på resultater fra andre setningsberegning. Fargeskala fra 1000 (mørkeblå) to 5000 (rød) kN/m^3

En nyberegning av plata viser imidlertid at momentene øker nevneverdig til $M_{xx} = 92 \text{ kNm/m}$ og $M_{yy} = 112 \text{ kNm/m}$, tilsvarende med henholdsvis ca. 40 og 65%. Oppdatert kontaktrykk varierer innenfor et område mellom ca. $30\text{-}45 \text{ kN/m}^2$ i senteret av plata og ca. $65\text{-}70 \text{ kN/m}^2$ mot rendene, med maksimale verdier opp mot 90 kN/m^2 , jf. figur 9. Platas vertikaldeformasjoner ligger mellom ca. 2,0 og 3,1 m, noe som begynner å likne litt mer på resultatene fra setningsberegningen i GGU-Settle.

Det oppdaterte kontaktrykket brukes igjen som input til en ytterligere setningsberegning, som gir verdier mellom ca. 3-4 cm i midten og 2-2,5 cm ved rendene. Beregnede fjærstivheter viser bare minimale endringer i forhold til forrige analyse. Minimalverdien i midten av plata

ligger nå mellom 1-1,5 MN/m³, og verdiene stiger – som før – opp mot 2,5-3 MN/m³ mot rendene. Den eneste åpenbare forskjellen i fjærstivheter er at minimalverdien i midten har blitt ca. 10% mindre.



Figur 9: Beregnet oppdatert kontaktrykk q fra GGU-Slab. Fargeskala fra 30 (rød) til 90 (mørkeblå) kN/m²

En siste gang blir fordelingen av fjærstivheten brukt til å beregne platas reaksjon i GGU-Slab. Kontaktrykket varierer nå fra ca. $q = 25$ til 65 kN/m², med maksimalverdier ved rendene på opptil 85 kN/m². Maksimalmomentene er beregnet til $M_{xx} = 103$ kNm/m og $M_{yy} = 92$ kNm/m, og endringene ligger nå i størrelsesorden ca. 20% i forhold til siste beregning. Beregnede deformasjoner av plata ligger igjen mellom ca. 2,0 og 3,1 cm. Beregningen klarer ikke å vise full kompatibilitet av mellom beregnede setninger og platedeformasjoner, men noe av dette skyldes den nokså grove modelleringen, slik at resultatene anses som tilfredsstillende og iterasjonen avsluttes.

Tabell 1 viser en oppsummering av beregningsresultatene fra de tre utførte beregningsskrittene. Her blir det tydelig at de største endringene i momenter skjer mellom skritt 1 og 2, og at endringene i andre iterasjon er forholdsvis små. Det ser ut som om det var et godt utgangspunkt å beregne de første fjærstivhetene basert på den enkle antakelsen om et konstant kontaktrykk.

Tabell 1: Oppsummering av beregningsresultater fra iterasjonen

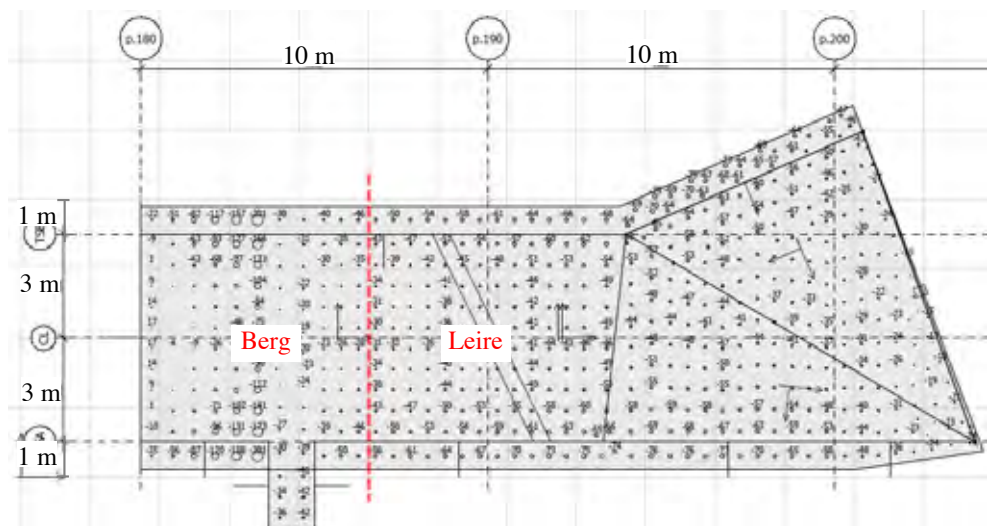
Skritt nr	GGU-Settle (RIG)							GGU-Slab (RIB)						
	P_{min} [kN/m ²]	P_{max} [kN/m ²]	s_{min} [cm]	s_{max} [cm]	$k_{v,min}$ [MN/m ³]	$k_{v,max}$ [MN/m ³]		Q_{min} [kN/m ²]	Q_{max} [kN/m ²]	s_{min} [cm]	s_{max} [cm]	$M_{xx,max}$ [kNm/m]	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	
	Input til settle			Input til slab					Output fra slab					
1	50	50	0.8	3.3	1.5	3.0	→	35	65 (80)	2.1	2.7	65	67	
2	35	75	2.0	3.7	1.1	3.0	→	30	70 (90)	2.0	3.1	92	112	
3	30	65	2.0	4.0	1.0	3.0	→	25	65 (85)	2.0	3.1	103	92	

Eksempel 2: Kulvert/gangtunnel på varierende grunn

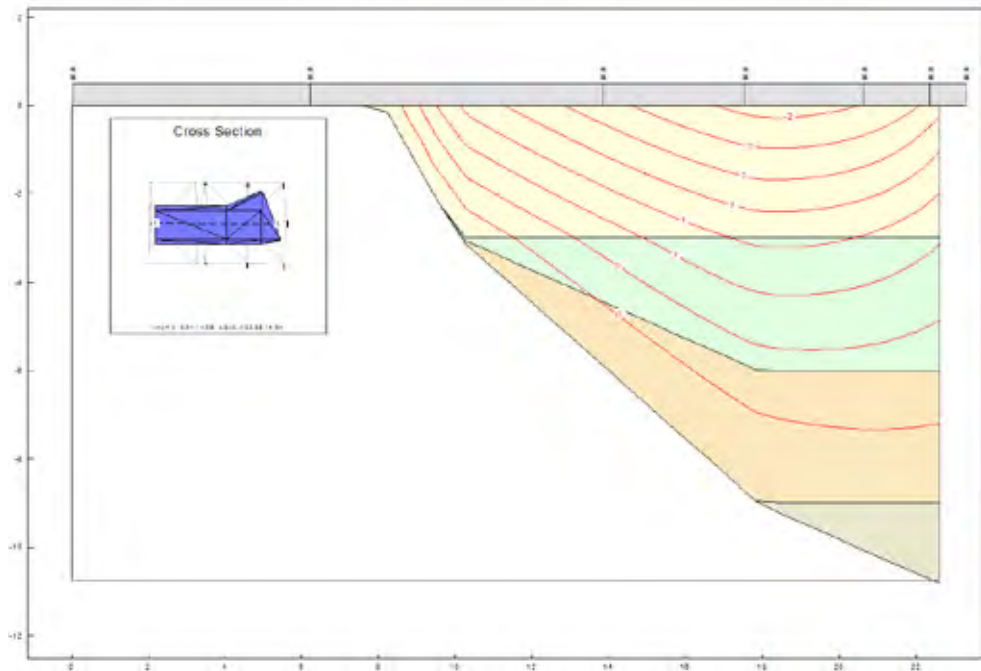
En 8-10 m bred gangtunnel ligger i den ene enden fundamentert på berg, mens det er økende løsmassedybde opptil ca. 11 m i den andre enden. Den lengden av tunnelen som ligger på løsmasser er ca. 15 m. Løsmassene består av leire som har blitt avlastet i forbindelse med utgravingen slik at hele den nye belastningen vil ligge på rebelastningsstien. RIB spør etter en "jordfjær" som kan brukes i dimensjoneringen av konstruksjonen.

Angitte kontaktrykk ligger rundt ca. 60 kN/m^2 langs veggene (dvs. den ytterste meteren av platas bredde på begge sider), ellers rundt ca. 40 kN/m^2 . Spenningene er blitt beregnet av RIB, basert på et første estimat av fjærstivheten fra RIG. Her ble det antatt en lineært økende fjærstivhet fra $1,2 \text{ MN/m}^3$ der det er størst løsmassetykkelse til 12 MN/m^3 ved overgangen til berg, basert på enkle håndberegninger av setningen i to snitt (ved 3 m og 9 m leire over berg). Ved disse setningsberegninger ble det antatt en jevnt fordelt last ($p = 35 \text{ kN/m}^2$) over hele bunnplata, basert på enkle overslag av last på gulv og langs veggene fra RIB.

Figur 10 viser en skisse av konstruksjonen der overgangen til berg er markert. Figur 11 viser et snitt gjennom konstruksjonen ca. ved midtaksen for å illustrere jordmodellen som er brukt i beregningene.



Figur 10: Skisse av gangtunnelen med inntegnede kontaktrykk (den røde stiplede linjen markerer den omtrentlige overgangen til berg)



Figur 11: Snitt fra modellen i beregningsprogrammet GGU-Settle

I håndberegningen av setninger basert på kontaktrykkene fra RIB ($40/60 \text{ kN/m}^2$) kom man etter den første iterasjonen frem til følgende fjærstivheter:

- ca. 6 MN/m^3 ved overgangen til berg
- ca. 2 MN/m^3 der det er størst løsmassemektighet.

I etterberegningen ble det modellert tre tilfeller, for å kunne sammenlikne momenter/momentfordeling i plata. Alle beregninger tar utgangspunkt i angitte spenninger på $40/60 \text{ kN/m}^2$:

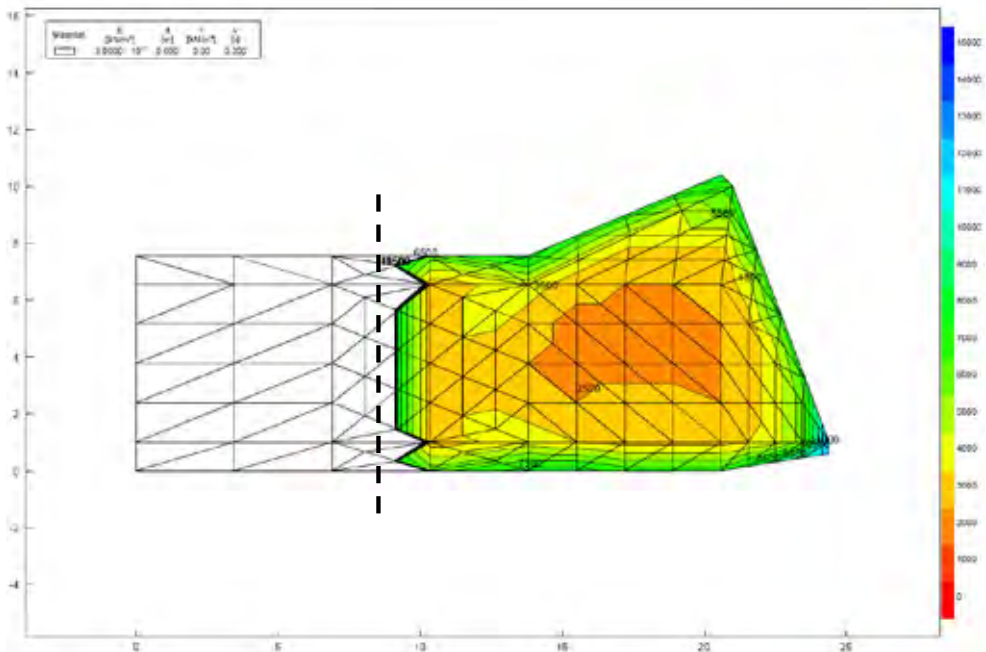
1. Iterativ beregning av fjærstivheter iht. foreslått prosedyre, jf. kap. 5.
2. Bruk av fjærstivheter fra håndberegningen og etterberegning av plata med disse.
3. Beregning av plata, basert på en konstant "gjennomsnitts"-fjærstivhet på 6,6 og 4, som representerer gjennomsnittet fra de to iterasjonsskrittene i håndberegningene ($1,2-12$ og $2-6 \text{ MN/m}^3$).

I det etterfølgende beskrives hovedresultatene fra beregningene, og det er fokusert på momentene M_{yy} i fundamentplata for å sammenlikne resultatene.

1. Iterativ beregning av fjærstivheter iht. foreslått prosedyre

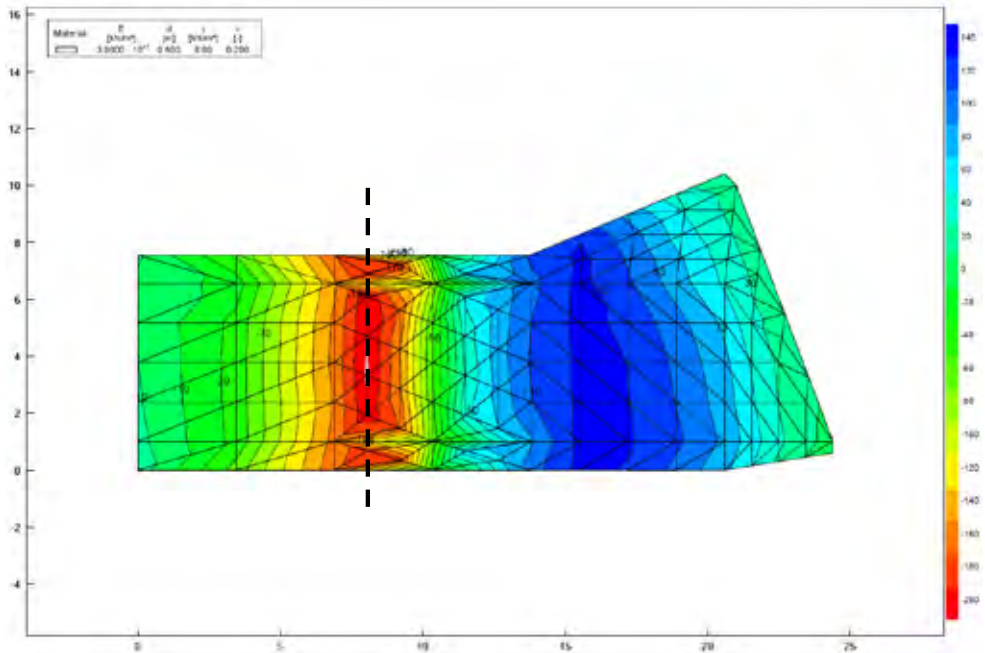
I setningsberegningen er det lagt til grunn en last $p = 40 \text{ kN/m}^2$ på gulvet og 60 kN/m^2 under veggene, dvs. i en stripe på 1 m bredde på begge sider. Beregningen gir setninger mellom $s = 0$ og 1,7 cm, der den største setningen naturligvis opptrer der dybden til berg er størst. De utledede fjærstivhetene ligger mellom ca. $k_v = 2,4$ og 6 MN/m^3 (økende mot veggene), og øker betydelig ved overgangen til berg, og maksimalverdien i plateberegningen settes til $k_v = 15 \text{ MN/m}^3$.

Etter en ytterligere setningsberegning, basert på oppdatert kontaktrykk q , gir en oppdatert fordeling av fjærstivhetene som er vist i figur 12 og som avviker bare marginalt fra forrige iterasjonsskritt. Fjærstivhetene ligger nå mellom $k_v = 2,0$ og 6 MN/m^3 (økende fra midten til veggene), mens den brå økningen ved overgangen til berg er nærmest uforandret slik at det er valgt å benytte samme maksimale verdien på $k_v = 15 \text{ MN/m}^3$ i plateberegningen.



Figur 12: Fjærstivheter k_v som er lagt inn i GGU-Slab ved siste beregning av plata. Fargeskala fra 0 (rød) til 15 MN/m^3 (mørkeblå). Omtrentlig overgang til berg er markert med stiplede linje

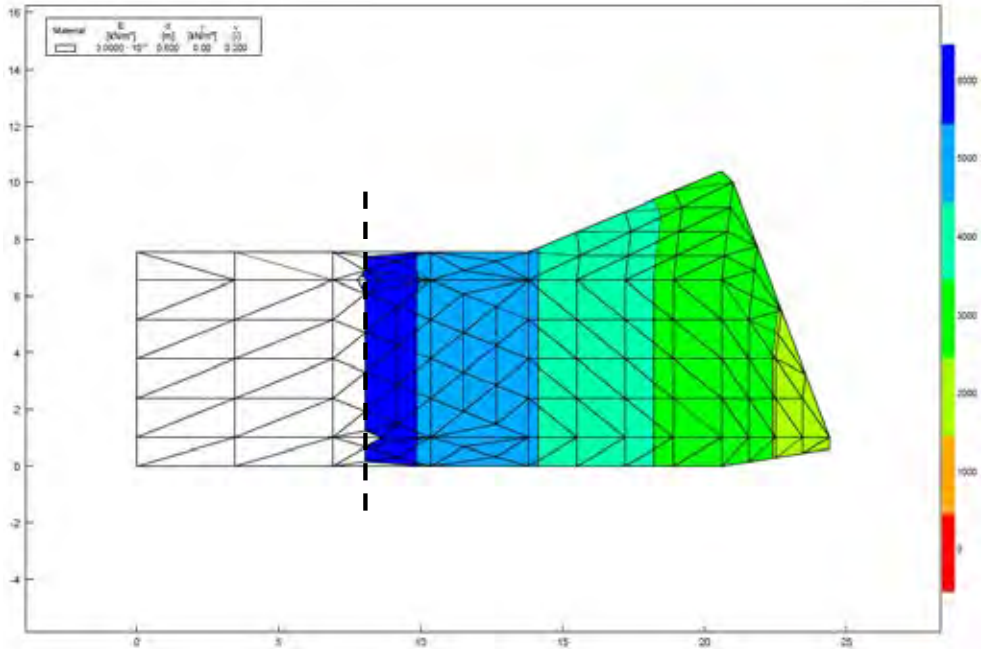
Vertikale platedeformasjoner ligger nå mellom ca. 0 og 1,8 cm, noen som nesten stemmer overens med setningsberegningen. Kontaktrykket og fordelingen av momentet M_{yy} er nesten uforandret fra forrige skritt. Det er da valgt å avslutte iterasjonen, og momentfordelingen er vist i figur 13. Minimale og maksimale verdier ligger mellom ca. $M_{yy,\min} = -200 \text{ kNm/m}$ ved overgangen til berg og ca. $M_{yy,\max} = 135 \text{ kNm/m}$ ca. i midten av den delen som ligger på leire.



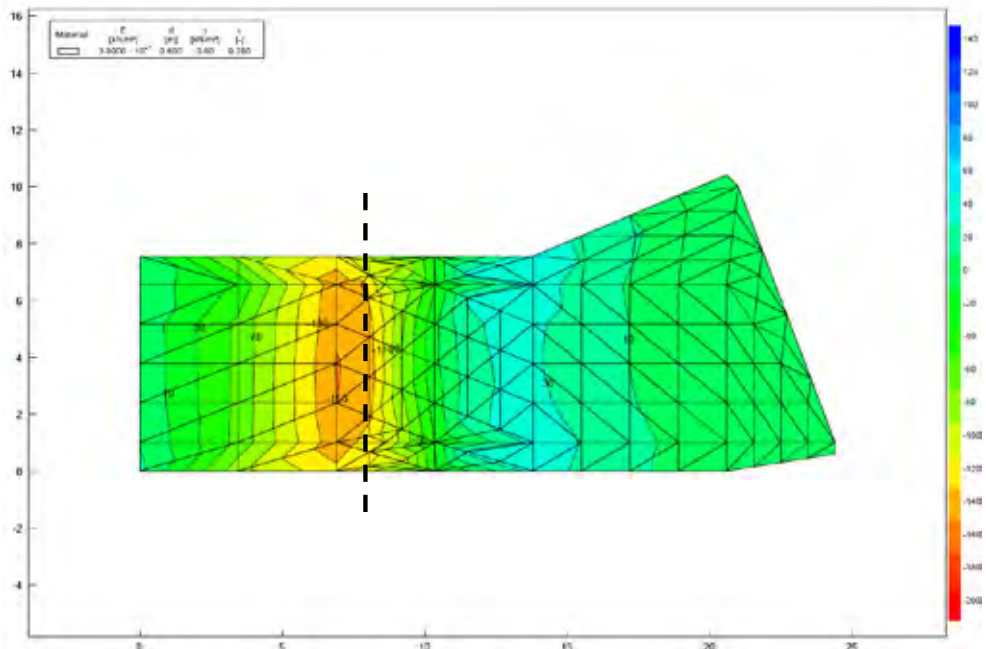
Figur 13: Momenter M_{yy} fra GGU-Slab fra siste beregning av plata. Fargeskala fra -200 (rød) til 140 kNm/m (mørkeblå). Omtrentlig overgang til berg er markert med stiplet linje

2. Fjærstivheter fra håndberegningen

Ved etterberegning av utførte håndberegninger (se ovenfor) er det lagt inn en lineært økende fjærstivhet mellom 2 MN/m³ der det er størst løsmassemekktighet, og 6 MN/m³ ved overgangen til berg. Fordelingen er vist i figur 14. Momentfordeling M_{yy} er vist i figur 15, som har samme fargeskala som figur 13. Minimale og maksimale verdier i dette tilfelle ligger mellom ca. $M_{yy,\min} = -150$ kNm/m ved overgangen til berg og ca. $M_{yy,\max} = 45$ kNm/m lenger ut, og dermed signifikant lavere enn i forrige beregning som følger iterasjonsprosedyren.



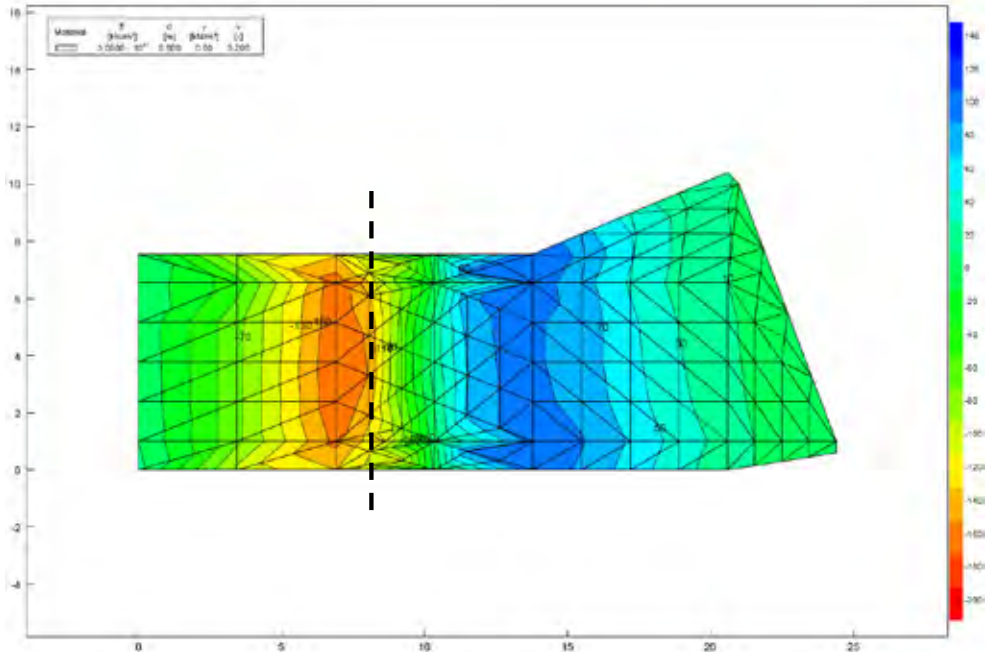
Figur 14: Fjærstivheter k_v fra GGU-Settle som er grunnlag for siste beregning av plata. Fargeskala fra 0 (rød) til 6 MN/m^3 (mørkeblå). Omtrentlig overgang til berg er markert med stiplet linje



Figur 15: Momenter M_{yy} fra GGU-Slab. Fargeskala fra -200 (rød) til 140 kNm/m (mørkeblå). Omtrentlig overgang til berg er markert med stiplet linje

3. Konstant fjærstivhet over hele plata

Her er det sett på platas reaksjon for en fjærstivhet på henholdsvis $k_v = 6,6$ og 4 MN/m^3 , som er jevnt fordelt over hele den delen som ligger på løsmasser. I overgangen til berg er det lagt inn en raskt økning til en verdi på 200 MN/m^2 , i likhet med de andre eksemplene. For en konstant fjærstivhet på $k_v = 4 \text{ MN/m}^3$ ligger platedeformasjonene mellom 0 og 1,2 cm, og kontaktrykket varierer fra ca. $q = 0$ til 120 kN/m^2 . Momentfordelingen M_{yy} er vist i figur 16. Minimale og maksimale verdier i dette tilfelle ligger mellom ca. $M_{yy,\min} = -120 \text{ kNm/m}$ ved overgangen til berg og ca. $M_{yy,\max} = 109 \text{ kNm/m}$ lenger ut mot høyre.



Figur 16: Momenter M_{yy} fra GGU-Slab for konstant $k_v = 4 \text{ MN/m}^3$. Fargeskala fra -200 (rød) til 140 kNm/m (mørkeblå). Omtrentlig overgang til berg er markert med stiptet linje

4. Oppsummering av beregningsresultater

Et sammendrag av beregningsresultatene er vist i etterfølgende tabell 2. Tabellen viser bare en "ca. verdi" for den maksimale kontakttrykket q fra GGU-Slab. Dette fordi overgangen til berg er en diskontinuitet, og det er derfor valgt å vise verdien som man hadde benyttet som maksimalverdi i en ytterligere setningsberegning. For beregning nr. 1 og 2 er det vist resultater fra begge iterasjonsskritt, mens det ble ikke utført noen iterasjon ved beregning nr. 3.

Tabell 2: Oppsummering av beregningsresultater fra utførte beregninger for gangtunnelen

Beregning nr.	Skritt nr.	GGU-Settle (RIG)						GGU-Slab (RIB)						
		p_{min} [kN/m ²]	p_{max} [kN/m ²]	s_{min} [cm]	s_{max} [cm]	$k_{v,min}$ [MN/m ³]	$k_{v,max}$ [MN/m ³]	q_{min} [kN/m ²]	ca. q_{max} [kN/m ²]	s_{min} [cm]	s_{max} [cm]	$M_{yy,min}$ [kNm/m]	$M_{yy,max}$ [kNm/m]	
1	1	40	60	0.0	1.7	2.4-6.0	15.0	→	10	110	0.0	1.3	-180	115
	2	20	100	0.0	1.8	2.0-7.0	15.0	→	10	110	0.0	1.8	-200	136
2	1	-	-	-	-	1.2	12.0	→	14	100	0.0	1.8	-80	10
	2	-	-	-	-	2.0	6.0	→	6	110	0.0	2.0	-151	44
3.1	-	-	-	-	-	6.6		→	10	120	0.0	0.7	-117	89
3.2	-	-	-	-	-	4.0		→	0	120	0.0	1.2	-120	109

Tar man beregningen nr. 1 som referanse eller "best estimate", så klarer håndberegningen med lineært økende fjærstivheter å etterlikne resultatene best. Det er imidlertid store avvik i momentene, særlig i maksimalmoment $M_{yy,max}$. Hovedforklaringen kan være at det store spranget i fjærstivheten ved overgangen til berg ikke blir fanget opp i beregning 2 og 3, samt at de ikke er tatt hensyn til en økende fjærstivhet fra midten og ut mot veggene. Beregning 3.2 kommer nærmeste beregnet $M_{yy,max}$ fra beregning 1, men dette ansees som tilfeldig.

Ser man bare på min/maks verdier av beregnet kontakttrykk, så blir resultatet tilnærmet likt for alle tilfeller. Fordelingen over plata er derimot litt forskjellig.

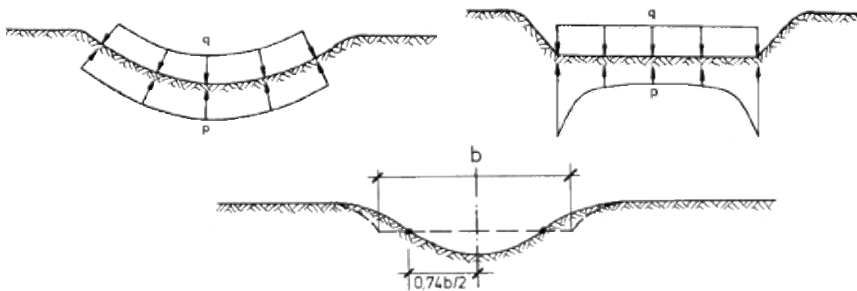
Sammendraget viser tydelig konsekvensen for beregnede momenter og deres fordeling over plata, avhengig av hvilken metode man velger for å komme frem til fjærstivhetene under plata. Det er likevel vanskelig å vite for en geotekniker hvor mye de tydelige forskjellene har å si for RIB i deres dimensjonering, uten at denne diskusjonen blir tatt opp. Konstruksjonen vil oppføre seg stivere enn det som er beregnet her, grunnet bidrag fra vegg og tak.

Eksempel 3: Stivt fundament

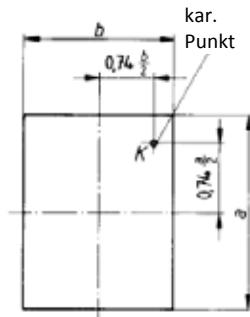
I det tredje eksempelet blir det antatt et "stivt" kvadratisk fundament med kantlengde $a = 5$ m, og en tykkelse $d = 0,8$ m. Fundamentet ligger på samme undergrunn som plata i eksempel 1, dvs. 30 m leire over berg, og er antatt belastet av en sentrisk last på $P = 2000$ kN.

Siden fundamentet er stivt, vil den foreslåtte prosedyren ikke fungere her, og man vil aldri kunne få til en kompatibilitet mellom beregnede fundamentdeformasjoner og setninger.

I et slikt tilfelle vil det være tilstrekkelig å bruke et jevnt fordelt bunntrykk og bestemme fjærstivheten basert på en beregning av setninger i det såkalte "karakteristiske punktet". Punktet definerer stedet under et fundament, der setningen fra en "vanlig" beregning tilsvarer den jevne vertikaldeformasjonen av et stivt fundament, se figur 17. For et rektangulært fundament ligger punktet $0.74 b/2$ fra midten, og for et sirkulært fundament ved $0.845 R$, jf. bl.a. Simmer (1994). Figur 18 illustrerer beliggenheten i planet.



Figur 17: Kontaktspenninger ved elastisk (a) og stivt (b) fundament. Beliggenhet av karakteristisk punkt for et rektangulært fundament er vist nederst (c) Kilde: GeoTip v/ ETH Zürich, <http://geotip.igt.ethz.ch> (28.10.2014)



Figur 18: Beliggenhet av karakteristisk punkt for et rektangulært fundament (etter DIN 4019)

I foreliggende tilfelle vil da setningen bestemmes med en jevnt fordelt last på:

$$q = P/A = 2000/25 = 80 \text{ kN/m}^2.$$

Setningen i karakteristisk punkt blir da ca. $s_k = 2$ cm, og fjærstivheten $k_v = 80/0,02 = 4$ MN/m³.

7. DISKUSJON AV ITERASJONSPROSEDYREN PÅ BAKGRUNN AV BEREGNINGENE

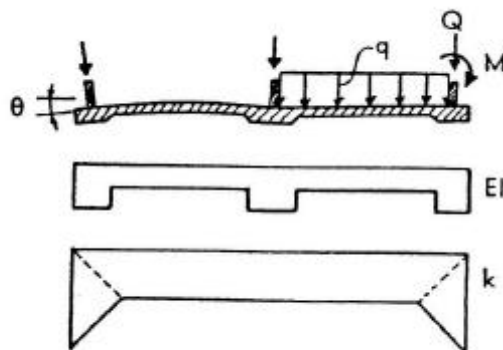
Det er viktig å merke seg at prosedyren som er presentert i kap. 5 bare skal brukes til å finne adekvate jordfjærer som kan representere grunnens reaksjon ved dimensjonering av et fundament i et spesielt tilfelle, ikke til å utføre setningsanalyser. Hovedmålet med metoden er å finne en brukbar fordeling av krefter og momenter i fundamentet for å kunne utføre en forsvarlig dimensjonering.

Selv om iterasjonsprosessen kan føre til godt samsvar mellom beregnede setninger og fundamentdeformasjoner, skal disse deformasjonene i utgangspunktet ikke brukes til å bedømme absolutte eller differensielle setninger. Dette er RIG sitt ansvarsområde og bør forbli RIG sin oppgave.

Uansett, vil prosedyren kunne gi fornuftige resultater med forholdsvis liten innsats i de fleste vanlige dimensjoneringssituasjoner. Men pga at samvirkemodellen som er basert på lineære jordfjærer representerer en grov forenkling av grunnens oppførsel, fins det en del oppgaver / situasjoner der modellen ikke bør anvendes (eller i det minste vurderes veldig nøye). Dette gjelder spesielle tilfeller som for eksempel:

- Komplisert lasthistorie og/eller mange forskjellige eller kompliserte konstruksjonsfaser og lasttilfeller.
- Situasjoner der grunnen er veldig inhomogen.
- Store utgravinger.
- Når det er konstruksjoner i grunnen som har en nevneverdig effekt på spenningsforholdene under fundamentet som skal analyseres.
- Ved veldig komplisert fundament- og/eller lastkonfigurasjon, eller når det er en kombinert fundamentering (dvs. både peler og plata bidrar til opptak av last), se figur 19.
- Der konstruksjonen/overbygningen har en betydelig effekt på fundamentets oppførsel.
- ...

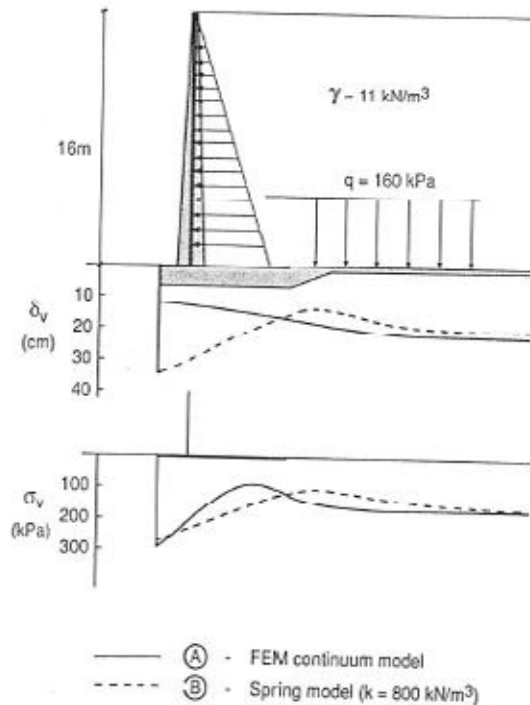
Her vil det være mer hensiktsmessig å bruke de mer avanserte verktøyene som f.eks. FEM.



Figur 19: Eksempel på en problemstilling med kompliserte forhold der FE-metoden vil være bedre egnet (Tokheim, 1973)

Når det gjelder beregnede fundamentdeformasjoner og setninger som er basert på lineære jordfjærer, må RIB ikke bruke setningene som de får ut av sine beregningsprogrammer. Modelleringen vil aldri være så fin at man vil klare å fange opp akkurat samme setningsfordeling over fundamentarealet som i setningsberegningen, uansett hvor mange iterasjoner man utfører. Dette til tross for at man, i teorien, krever kompatibilitet mellom platas deformasjoner og beregnede setninger.

En annen begrensning av den foreslåtte metoden ligger der at modellen ikke vil kunne fange opp randeffekter som tar hensyn til overbygningens konfigurasjon og stivhet, jf. etterfølgende eksempel for et gjødsellager (Karlsruud, 1997). Her er det en fleksibel bunnplate og 16 m høye yttervegger som tar opp horisontaltrykket fra fyllingen. Selv om trykkfordelingen under plata som er beregnet ved hjelp av lineære fjærer stemmer bra overens med en FEM-analyse (figur 20 nederst), er deformasjonene svært forskjellige, grunnet det horisontale fyllingstrykket som virker på ytterveggen (figur 20 øverst). Et spesielt aspekt ved dette eksempelet er at platens rotasjon gjør at veggen vil ønske å rotere innover. Det vil si at veggen vil oppleve et langt større jordtrykk enn om den roterer utover som beregnet med fjærmodellen.



Figur 20: Sammenlikning av beregnede vertikaldeformasjoner og kontaktrykk (Karlsruud, 1997)

8. SAMMENDRAG / KONKLUSJON

Det er en realitet at RIG ofte blir spurt om å angi lineære jordfjærer som skal modellere jordas reaksjon i RIB sine samvirkeberegninger. Dette til tross for at man i utgangspunktet sitter på mye bedre / mer avanserte verktøy og modeller.

Fjærstivheten/koeffisienten k_v er ikke et jordparameter og må bestemmes med en setningsberegning. Det vil i de fleste tilfeller være nødvendig å angi en fordeling av fjærstivheten over bunnplatas kontaktareal, og å utføre minst en iterasjon (med mindre det er et stivt fundament). Det er viktig å bli bedre på å kommunisere og samarbeide med RIB ved slike oppgaver. RIG vil samtidig ha godt av å få en bedre forståelse av hvilke scenarier som er mest kritiske eller avgjørende i RIB sin dimensjonering.

Hvor nøyaktig modelleringen må være og hvor mye innsats som man må legge inn i iterasjonen, fins det ikke noe fasitsvar på som dekker alle tilfeller. De viktigste vil være å etablere et bedre samarbeid mellom RIB og RIG, for å komme frem til best mulige løsninger. Dette også for å minske usikkerheten som RIG vanligvis sitter med når det gjelder konkrete konsekvenser for dimensjonering av konstruksjonen (konservativ eller ikke-konservativ? økonomisk eller uøkonomisk?).

Målet må være å gjøre det *så riktig som mulig med så lite innsats som nødvendig!*

9. REFERANSER

Buss, J. (2001a)

GGU-Settle, versjon 3: Calculation of foundation settlements after DIN 4019
Manual på engelsk/tyisk tilgjengelig på www.ggu-software.com

Buss, J. (2011b)

GGU-Slab, versjon 7: Analysis of elastically supported slabs using subgrade reaction modulus and constrained modulus methods and finite elements
Manual på engelsk/tyisk tilgjengelig på www.ggu-software.com

DIN 4019, del 1

Baugrund. Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung
Deutsches Institut für Normung e.V., april 1979

DIN (2003)

DIN Fachbericht 130. Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen, 1. utgave
Deutsches Institut für Normung e.V.

Eurokode 7

NS-EN 1997-1:2004+NA2008

Karlsrud, K. (1997)

Intervention no. 1 and 2

Contribution to 14. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering in Hamburg, Germany

NGI (1999)

Samvirkeanalyser for plater og kulverter

Report nr. 522569-1, 31 desember 1999

Part of the SIP project "*Optimal fundamentering av bygningskonstruksjoner på land*", founded by the NFR

Simmer, K. (1994)

Grundbau 1 – Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen
B.G. Teubner forlag, Stuttgart

Smoltczyk, U. (editor) (2002)

Geotechnical Engineering Handbook, Volume 3 "Structures"
Ernst & Sohn

Terzaghi, K.; Peck, R.B.; Mesri, G. (1996)

Soil Mechanics in Engineering Practice

Chapter 6, Article 42 "Contact pressure and theories of subgrade reaction"

Third Edition, John Wiley & Sons

Tokheim, O. (1973)

Dimensjonering av konstruksjoner i og mot jord. 11. Plater på jord
"Fagernes kurs" v/ foreleser Oddvin Tokheim, NTH

**FORSKNINGSTEMAET: KRYPOPPFØRSEL AV GEOMATERIALER OG INN-
LEMMELSE I GEOTEKNISK PROSJEKTERING.
HVORDAN BEST UTFØRE KRYPMODELLERING?**

Research theme: Creep of geomaterials - From research to practice – What is best practice?

Professor Gustav Grimstad, Norges Tekniske Naturvitenskaplige Universitet (NTNU)
MSc. Magne Mehli, Norges Geotekniske Institutt (NGI)
Professor II Hans Petter Jostad, Norges Geotekniske Institutt (NGI) og NTNU

SAMMENDRAG

Denne artikkelen tar for seg krypberegning for leire. Bakgrunnen for artikkelen er et IAPP-ERC-prosjekt på kryp i geomaterialer, hvor NTNU, NGI, Chalmers, Deltares, CAREERI og SJTU er partnere. Etterregning av prøvefyllingen i Onsøy i 1972 er brukt som eksempel på hvordan krypberegninger kan gjøres i praksis. Resultatene fra analysene viser at man ved bruk av en relativt enkel jordmodell kan oppnå godt samsvar med målte data. Det er dog en del «skjær i sjøen» og artikkelen prøver å ta for seg disse og komme med noen råd til praktiserende rådgivende ingeniører i geoteknikk.

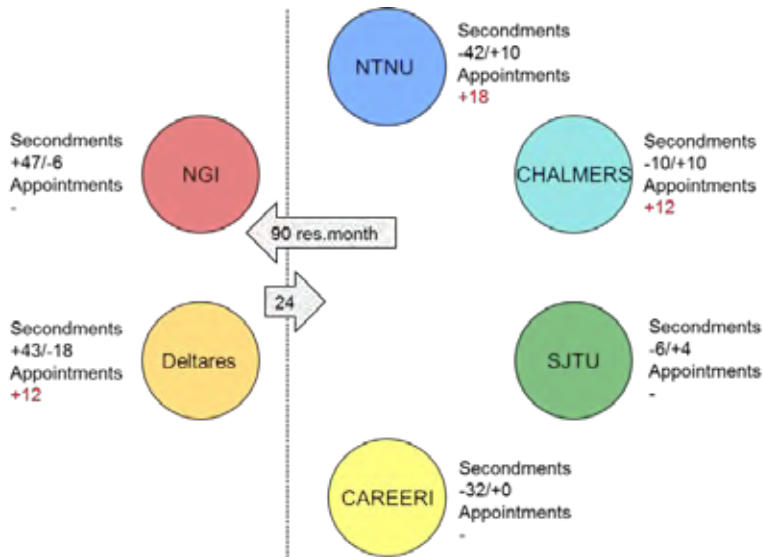
SUMMARY

This article examines models for creep calculations in clay. The basis for the article is an IAPP-ERC-project on creep in geomaterials (CREEP), where NTNU, NGI, Chalmers, Deltares, CAREERI and SJTU are partners. The Onsøy test fill is used as an example of how creep calculations can be done in practice. The analyses show that by using a relatively simple soil model one can achieve good agreement with measured data. However there are some "dangers lurking in the bushes" and the article tries to address these and give some advice to practicing consultants in geotechnical engineering.

INNLEDNING**Krypprosjektet**

“Creep of geomaterials” (CREEP) er et 4 årlig forskningsprosjekt finansiert av det europeiske forskningsrådet (ERC). Prosjektet er et såkalt Marie Curie IAPP prosjekt. IAPP står for “Industry and Academia Pathways and Partnership”. Mer informasjon angående denne prosjekttypen finnes på ERC (2014). I CREEP prosjektet er det to industripartnere og fire akademiske partnere. Disse er henholdsvis NGI og Deltares fra industrien og Chalmers tekniska högskola, SJTU (Shanghai Jiao Tong University, Kina), CAREERI (Cold and Artic Regions Environmental and Engineering Research Institute, Kina) og NTNU (som er prosjektansvarlig) fra akademisk sektor. Prosjektet har som mål å etablere en konsensus for hvordan man best utfører krypberegninger for leire, torv, frossen jord og sand i praktisk design. Forskingen utføres vha. såkalte «Secondment» perioder og rekrutteringer. Figur 1 viser hvordan planen for ut-

veksling mellom partnerne i prosjektet var tenkt utført ved oppstart av prosjektet. Prosjektet er delt i 4 ulike hoveddeler: 1) Karakterisering av jord – etablering av en online database for krypforsøk. 2) Sammenligne og sammenstille jordmodeller eller konsept til krypmodeller som kan brukes for leire (artikkelen er en del av denne aktiviteten). 3) Utvide formuleringene til å gjelde for torv, sand og frossen jord. 4) Komme med anbefalinger for bruk av krypmodeller i praksis (artikkelen dekker også dette for leire). Det er også to aktiviteter som har som mål å gjøre resultatene tilgjengelige for bransjen. I den sammenheng har det blant annet blitt arrangert to «CREEP schools» ved NTNU, hvor geotekniske konsulenter har fått opplæring i krypberegninger.



Figur 1 «Secondment» og «Recruitment» plan for prosjektet

Bakgrunn

Krypdeformasjoner i geomaterialer er et velkjent fenomen for geoteknikere i Norge, og er blant annet beskrevet i Bjerrum (1967) og Janbu (1969). Allikevel, per dager dato, gjøres det lite krypberegninger i geoteknisk prosjektering. Noe av forklaringen ligger i erfaringer fra praksis – *beregninger uten kryp og måledata passer i overens, så hvorfor gjøre beregninger hvor man legger på mer deformasjon, det kan da ikke være rett, eller?* For setningsberegninger (volumetrisk deformasjon) i normalkonsoliderte (NC) leirer er det vanlig å regne med en lav overkonsolideringsgrad (OCR), på eksempelvis 1.0 til 1.2. OCR kan da være basert på tester på prøver av varierende kvalitet eller erfaringsdata. Nyere prøvetakingsmetoder (blokkprøver) gir typisk en høyere OCR enn tidligere antatt/målt for NC leire. Et spørsmål som da er nærliggende er:

Kan man fremdeles «neglisjere» kryp, eller må nye metoder for prøvetaking føre til endret beregningspraksis?

Man kan også stille et tilsvarende spørsmål angående skjærkryp:

Kan man regne med de skjærstyrkene man oppnår i forsøk på blokkprøver eller vil leiren da krype til brudd (udrenert) for en «moderat» mobilisering?

NOEN JORDMODELLER FOR KRYP (I LEIRE)

Det finnes i dag ulike jordmodeller og dataprogrammer som kan brukes for å regne på kryptformasjoner. De mest brukte i Norge er i dag Geosuite settlement (www.geosuite.se) med materialmodellen KRYKON) (Svanø, 1986), (Svanø *et al.*, 1991) og PLAXIS (www.plaxis.nl) med Soft Soil Creep (SSC) modellen (Stolle *et al.*, 1999). For PLAXIS finnes det også flere brukerdefinerte jordmodeller som tar hensyn til krypt, f.eks. n-SAC (Grimstad og Degago, 2010) og CREEP-SCLAY1S (Karstunen *et al.*, 2013). For en endimensjonal tilstand så vil i utgangspunktet de fleste modeller følge tidsmotstandskonseptet fra (Janbu, 1969). Vi vil ikke her gå inn på diskusjonen om å dele beregningene inn i en primærfase og en sekundærfase, hvor kryptformuleringen er forskjellig i de ulike fasene. Degago *et al.* (2009), (2011a, 2011b, 2013, 2013, 2014) har tidligere vist at hypotesen (ofte referert som A) om at kryptoppførsel i primærfasen er forskjellig fra kryptoppførsel i sekundærfasen er uriktig, og at det som refereres til som hypotese B er den beste måten å angripe kryptberegninger på.

Tidsmotstandskonseptet

Generelt, motstand er definert som: *Motstand* = *Årsak/Virkning*. Derfor blir tidsmotstanden, R , definert som i ligning (1).

$$R = \frac{\text{inkrement i tid}}{\text{inkrement i tøyning}} = \frac{dt}{d\varepsilon} \quad (1)$$

For ødometer tilfellet så kan tidsmotstandstallet, r_s , bestemmes fra ligning (2).

$$r_s = \frac{d\left(\frac{\partial t}{\partial \varepsilon_a}\right)}{dt} = \frac{dR}{dt} = \frac{\left(\frac{\partial t}{\partial \varepsilon_a}(t) - R_{ref}\right)}{t - \tau} \quad (2)$$

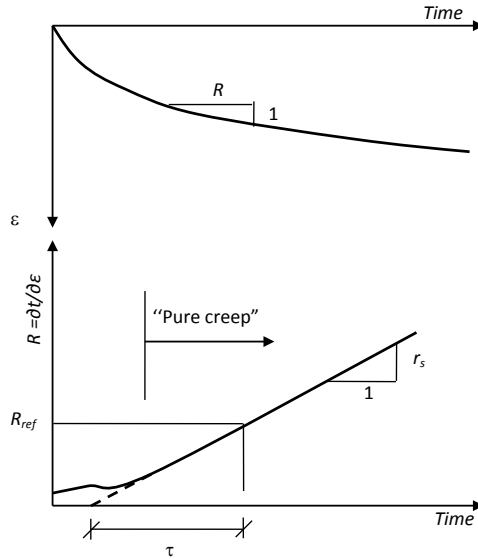
hvor ε_a er aksial tøyning i ødometerforsøket og R_{ref} er tidsmotstanden for en gitt referansetid, τ . Figur 2 illustrer en grafisk bestemmelse av R og r_s , for et idealisert inkrementelt ødometerforsøk. Tilsvarende så kan man definere sekantmodultallet, m_{sec} , (i NC området) som vist i ligning (3).

$$m_{sec} = \frac{\frac{\partial \sigma_a'}{\partial \varepsilon_a}}{\sigma_a'} = \frac{E_{oed}^{ref}}{p_{ref}} \quad (3)$$

hvor σ_a' er effektiv aksial spenning og E_{oed}^{ref} er ødometerstivheten ved en gitt referansespenning, p_{ref} . I KRYKON (Svanø, 1986) brukes p_r' og m i stedet for m_{sec} . Omregning til m_{sec} for en spenningsøkning fra p_c' til σ_1' kan gjøres ved følgende ligning:

$$m_{sec} = m \cdot \frac{\ln\left(\frac{\sigma_1'}{p_c'}\right)}{\ln\left(\frac{\sigma_1' - p_r'}{p_c' - p_r'}\right) - \ln\left(1 - \frac{p_r'}{p_c'}\right)} \quad (4)$$

For $\sigma_1' = p_c'$ så blir $m_{sec} = m \cdot (1 - p_r'/p_c')$



Figur 2 Grafisk bestemmelse av tidsmotstandstill r_s fra inkrementelt ødometerforsøk

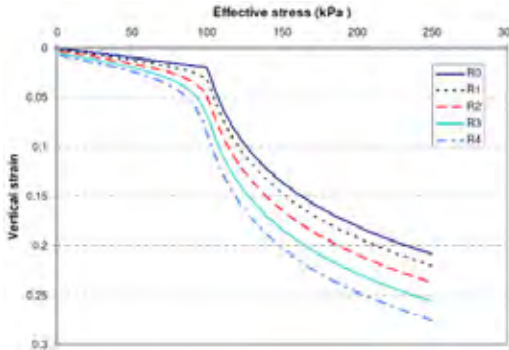
Hvis man kombinerer utrykk for tøyninger som skyldes kryp med permanent (plastisk) tøyning som kommer fra endring i prekonsolideringsspenning (dvs. endring i OCR_τ hvor τ er brukt som indeks for å vise at OCR alltid må oppgis sammen med en referanse kryphastighet eller tid, R_{ref} eller τ) så får man et uttrykk for tøyningshastigheten, $\dot{\epsilon}_a^{vp}$, som funksjon av OCR_τ , ligning (5).

$$\dot{\epsilon}_a^{vp} = \frac{1}{R_{ref}} \cdot OCR_\tau^{-r_s \left(\frac{1}{m_{sec}} - \frac{1}{m_{OC}} \right)} \quad (5)$$

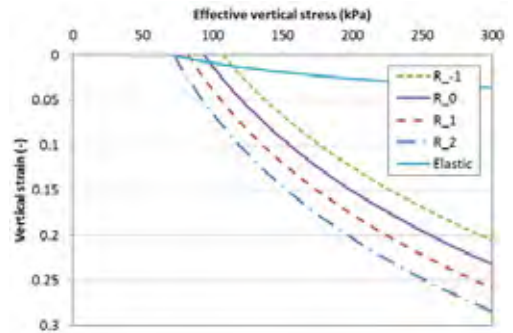
hvor m_{OC} er modultallet for avlastning. I f.eks. GeoSuite (KRYKON) er denne satt til en gitt faktor ganger m_{sec} .

Ligning (5) vil være en linje med konstant helning i et plot av $\log(OCR_\tau)$ mot $\log(\dot{\epsilon}_a^{vp})$. Dette uttrykket er basis for typiske krypmodeller for leire (SSC, n-SAC, etc.). Implikasjonen av uttrykket er at OCR er avhengig av tøyningshastigheten og vise versa, hvilket gjør OCR , sammen med forholdet mellom r_s og m_{sec} , til de viktigste krypparameterne. I KRYKON så er formuleringen litt annerledes. I KRYKON så blir man bedt om å gi inn $R_{ref} = R_c$ og variasjon i r_s med effektiv vertikalspenning (via r_c , r_{pc} og m_r). Her er initial kryptøyningshastighet uavhengig av OCR . Men akkumulert tøyning for høy OCR blir allikevel lav siden r_c normalt gis som en høy verdi. Figur 3 viser typiske tidsmotstandskurver i KRYKON. Som man kan se fra figuren så er formuleringen annerledes enn SSC (Figur 4). Man må derfor i KRYKON ta spesielle hensyn til effektivspenningsendringer som holder seg under pre-konsolideringsspenningen, hvor modellene er markant forskjellige.

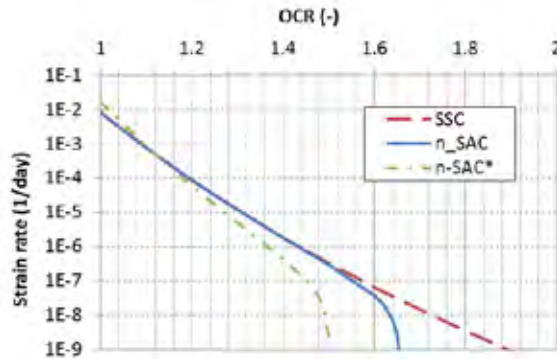
Figur 5 viser hvordan OCR og tøyningshastighet henger sammen for SSC og n-SAC. Som man kan se så har n-SAC mulighet for å inkludere en maksimal OCR som kan oppnås ved kryp. I tillegg så har n-SAC input av to ulike tidsmotstandstill i formuleringen. Dette gir utslag i formen på tøyningsskurven, dvs. kurven er «brattere» rundt p_c' og dermed så kan avhengigheten mellom tøyningshastigheten og OCR tilpasses forskjellig i de to modellene.



Figur 3 Typiske spenning-tøyningstidmotstandskurver i KRYKON (Olsson, 2010)



Figur 4 Typiske spenning-tøyningstidmotstandskurver i SSC (PLAXIS)



Figur 5 Typisk kurve for OCR mot tøyningshastighet for SSC og n-SAC (*med $r_{s,min} < r_{s,i}$)

Valg av krepforhold og OCR

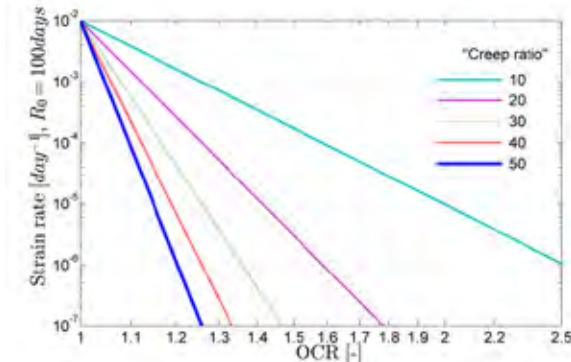
«Krepforholdet» r_s / m_{sec} ($(\lambda^* \cdot \kappa^*) / \mu^*$) er sammen med OCR viktige for å modellere kryptøyninger. I diverse litteratur så er dette forholdet rapportert til å være i størrelsesorden 10 til 50, hvor 20-35 synes å være mest vanlig for skandinaviske leirer. Man bør derfor sjekke krepforholdet basert på parameterne som man har tolket. Er krepforholdet innenfor forventet område? Hvis ikke, bør man revurdere parameterne. I KRYKON kan det være ekstra utfordrende å velge «rett» OCR. Mye av årsaken til dette ligger i at R_c er en konstant verdi (ofte valgt lav basert på målt krepfastighet i NC området). En anbefaling er derfor å øke verdien av R_c (slik at man får ønsket initial krepfastighet i OCR-området) og senke OCR tilsvarende etter ligning (6). Man bør med denne korreksjonen heller benytte m_{sec} , enn m og p_r' , dette for å unngå en korreksjon av p_r' .

$$OCR = \left(\frac{R_{ref}}{R_c} \right) \left(\frac{m_{sec}}{1 - \frac{m_{sec}}{m_{OC}}} \right)^{r_s} \cdot OCR_{\tau} \approx \left(\frac{R_{ref}}{R_c} \right)^{m_{sec}} \cdot OCR_{ref} \quad (6)$$

Eksempel: $R_{ref} = 200$ dager ($r_s \cdot 1$ dag), $R_c = 365 \cdot 2$ dager ($r_s \cdot 50$ år), krepforholdet $r_s / m_{sec} = 30 \rightarrow OCR = 0.7 \cdot OCR_{\tau}$, hvor OCR_{τ} , er basert på p_c' fra ødometerforsøk. r_0 og r_{pc} kan så settes like, mens m_r da regnes om til å gjelde innen aktuelt spenningsintervall. OCR må være større enn 1.0 i KRYKON. I forfatternes oppfatning hadde vært mer heldig om formuleringen

i KRYKON var mer lik den i SSC (initial kryphastighet styrt av OCR) og i tillegg slik at r_s var en funksjon av tøyning eller porefall, heller enn spenning slik det er i dag.

Figur 6 viser hvordan OCR og tøyningshastighet henger sammen krypforholdet («creep ratio») for SSC modellen. Som man ser fra figuren så vil man for lavere krypforhold forvente høyere OCR ved samme tøyningshastighet. Dvs. at for å ha tilstrekkelig lav tøyningshastighet in-situ så må man ha en tilstrekkelig høy OCR. For et forhold på 30 så vil man trenge en OCR på ca. 1.4 for å få en hastighet som er ca. 0.02 %/år med en $R_0 (= \tau / \mu^*) = 100$ dager.



Figur 6 Typisk kurver for OCR mot tøyningshastighet for SSC med forskjellige krypforhold

Andre modellvarianter

Haji Ashrafi (2014) implementerte en annen variant av SSC modellen i PLAXIS (CS-SSCG). Denne modellen har separat input av skjærstivhet og en degradering av denne som funksjon av skjærmobilisering. Denne endringen fra SSC gjør det mulig å forbedre beregning av initialdeformasjoner under undrenert oppførsel. For denne modellen så må man, i stedet for tverrkontraksjonstallet (input til SSC), gi inn skjærmodul, G , og endring av denne som funksjon av mobilisering. Tabell 1 gir en sammenligning mellom de ulike modellene som er brukt i denne artikkelen. Som man kan se fra tabellen så har n-SAC flest egenskaper. Men kostnaden er flere inputparametere. n-SAC har i tillegg til OCR, 10 parametere, mens SSC har 8 og CS-SSC har litt varierende antall ekstra parametere i tillegg til de i SSC (+2 for økning av G med dybden og +2 for beskrivelse av G som funksjon av mobilisering, men samtidig så har CS-SSC ikke φ , c og v som input da K_0^{NC} indirekte styrer helningen på «critical state linjen» i spenningsrommet).

Tabell 1 Sammenligning av krypmodeller

Modell	Plastisitet						Elastisitet Småttøyningstivhet for G-modul
	Kryp			Anisotropi	Destrukturering	Lodevinkelavhengighet	
	Vol. kryp	Pl. mult.	OCR_{max}				
SSC	X	-	-	-	-	-	-
CS-SSCG	-	X	-	-	-	X	X
n-SAC	-	X	X	X	X	X	-
KRYKON	«X»	-	-	-	«X»	-	-

Fra 1D jordmodell til 3D jordmodell

En annen forskjell som bør nevnes er hvordan de ulike modellene er utvidet fra en 1D (ødometer) til en full 3D modell. SSC forutsetter at volumtøyningen følger ligning (5) uavhengig av skjærmobilisering, mens n-SAC og CS-SSCG antar at ligning (5) kun er gyldig for

ødometer tilstanden og at man ved en annen skjærmobilisering enn for K_0^{NC} vil ha ulik grad av volumetriske tøyning. Implikasjonen av denne forskjellen er at n-SAC og CS-SSCG i tillegg til å kunne gjenskape en bruddsituasjon der man ikke har volumendring («critical state») også kan beskrive tilstander der materialet vil dilatere (ved høy tøyningshastighet eller for høy OCR under høy skjærmobilisering). Siden SSC ikke har mulighet til å modellere en slik oppførsel bør man være varsom med å bruke SSC i analyser der man har høy skjærmobilisering (f.eks. kapasitetsberegninger).

TILBAKEREGNING AV PRØVEFYLLINGEN I ONSØY

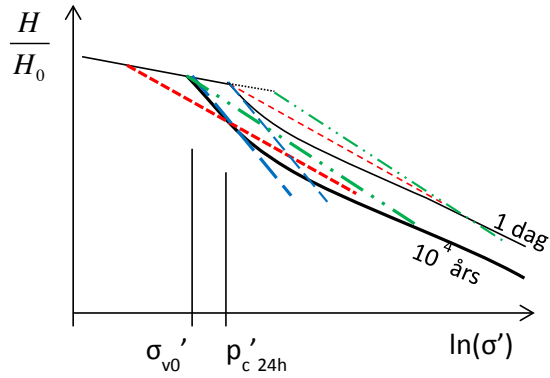
For å illustrere begrensninger og fordeler i de ulike modellene er det her valgt å etterregne måledata fra prøvefyllingen i Onsøy. Berre (2013) gir en detaljert beskrivelse av prøvefyllingen i Onsøy. Denne fyllingen ble konstruert i løpet av 36 dager og sto totalt i 1120 dager. Det ble gjort målinger av setninger og poretrykk på ulike dybder og avstander fra senter av fyllingen, samt måling av horisontaldeforarasjoner (vha. inklinometerkanaler). Fyllingen er spesielt interessant da det finnes laboratorieforsøk på blokkprøver av Onsøyleire.

Tilbakeberegning av laboratorieforsøk

For Onsøyleire finnes det et utall med treks og ødometerforsøk (IL og CRS med krypfasen). Det er sjelden man har et så godt grunnlag for å bestemme materialparametere. Det er allikevel noen grunnprinsipper man alltid bør følge uavhengig av mengde tilgjengelig data:

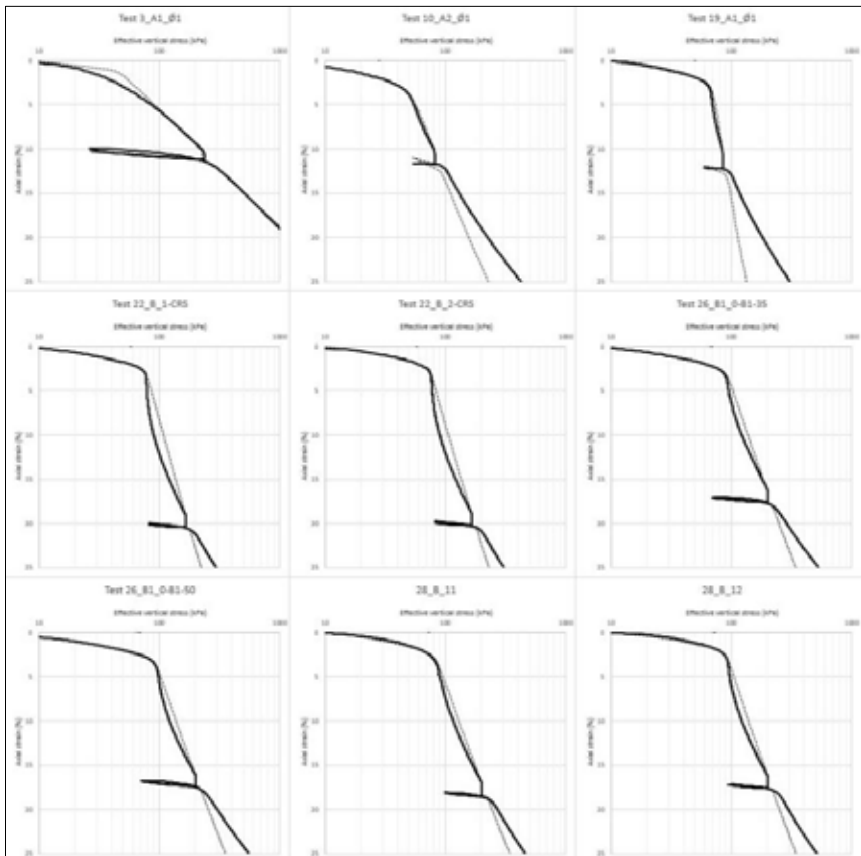
- Aktuelt spenningsområde som modellen skal dekke. (Dvs. hva er start og forventet slutttilstand)? – Det er ingen grunn til å tilpasse en kurve utenfor spenningsområdet jorden kommer til å befinne seg i. Det er derfor lurt å tegne opp profil av initialspenninger, pre-konsolideringsspenning og endelig forventet effektivspenning. Tolk så parametere for dette intervallet (om nødvendig del inn i flere lag, og i noen tilfeller også flere soner under og utenfor pålastet område). Her vil en «enkel» modell ofte kreve mer vurdering enn en mer «avansert» modell, da en mer «avanserte» modell vil kunne dekke et større intervall og derfor være «gyldig» i en større del av jordvolumet.
- Hvilken tøyningshastighet vil mitt valgte materialsett gi i områder uten spenningsendring? Det vil ikke gi riktig resultat hvis man har feil initial kryphastighet. Her kan man bruke materialparametere fra punktet over og regne ut tøyningshastigheten fra ligning (5). Som en tommelfingerregel bør initialtøyningshastigheten (for norsk normalkonsolidert (NC) marin kvartærgeologisk leire) ikke være mer enn 10^{-4} /år. Hvis man finner en større verdi bør man vurdere om OCR (eller R_c/τ) er valgt for lav.

Figur 7 illustrerer hvilket utslag en «gal» tilpasning av ødometerkurven kan få. Som man ser så vil den initiale kryphastigheten for de to forskjellige tilpasningene være veldig ulike. Den ene tilpasningen (blå kurver) er tilpasset rundt initialspenningen. Den andre (rød tynnstiplet) prøver å dekke «hele» lab kurven (tøyninger oppnådd etter 1 dag). På denne måten vil den røde tilpasningen gi for stor initialtøyningshastighet. Hvis hele spenningsområdet fra initialspenningen og opp til store spenninger over p_c skal dekkes, så må man vurdere å endre OCR til en høyere verdi (grønne kurver), dvs. at kurven for ønsket antall år det skal regnes setning for har en fornuftig avstand fra dagens situasjon (mer dette kan også gjøres ved å endre referansetiden, τ , eller R_0). Heldigvis, i de fleste tilfellene er det kun nødvendig å dekke et begrenset spenningsområde, hvor den relativt lavere verdien for m_{sec} rundt p_c fører til at en lavere OCR kan benyttes for å få samme initial kryphastighet (blå linjer sammenlignet med grønne linjer).



Figur 7 Alternative tilpasninger av en ødometerkurve med samme modell men med ulik gylldighet

Figur 8 viser tilbakeregnete ødometer-kurver for Onsøy leire med SSC. Som man ser så har man her fokusert på spenningsintervallet rett over p'_c .



Figur 8 Tilbakeregning av ødometerforsøk fra Onsøy leire med SSC

Valgte materialparametere

Det ble først gjort en vurdering av materialparametere fra forsøkene direkte. Tabell 2 gir data for SSC modellen kun basert på forsøkene.

Tabell 2 Materialparametere for SSC(_1) basert direkte på ødometerforsøkene

Lag	e_i	λ^*	κ^*	μ^*	k_y [*E ⁻⁴ m/dag]	k_x [*E ⁻⁴ m/dag]	c_k	OCR	POP [kPa]
0.6 – 2.0 m	1,3	0,07	0,015	0,004	4,0	6,0	0,6	-	25
2.0 – 5.0 m	1,7	0,19	0,040	0,007	4,0	6,0	0,8	-	25
5.0 – 10.0 m	2,0	0,25	0,025	0,008	1,5	2,0	1,0	-	25
10.0 – 25.0 m	1,9	0,20	0,020	0,006	1,5	2,0	1,0	-	25
$\phi' = 28^\circ$, $c'_{ref} = 3$ kPa, $\psi' = 0^\circ$, $v_{ur} = 0,15$, $K_0^{NC} = 0,6$, $K_{0,x} = 0,6$, $\gamma = 16,3$ kN/m ³									

Deretter ble SSC parameterne modifisert for å oppnå bedre samsvar mellom beregnede og målte data for deformasjoner og poretrykk i felt. Tabell 3 gir disse parameterne.

Tabell 3 Modifiserte materialparametere for SSC(_2)

Lag	e_i	λ^*	κ^*	μ^*	c' [kPa]	ϕ' [°]	K_0^{NC}	k_y [*E ⁻⁴ m/dag]	k_x [*E ⁻⁴ m/dag]	c_k	OC R	POP [kPa]
0.6 – 2.0 m	1,3	0,07	0,020	0,006	3	25	0,577	15,0	20,0	0,5	-	25
2.0 – 5.0 m	1,7	0,25	0,020	0,008	2	24	0,593	15,0	20,0	0,5	-	25
5.0 – 10.0 m	2,0	0,25	0,020	0,010	2	24	0,593	1,5	2,0	1,0	-	25
10.0 – 25.0 m	1,9	0,25	0,012	0,006	3	25	0,577	0,3	0,5	1,0	1,3	-
$\psi' = 0^\circ$, $v_{ur} = 0,15$, $K_{0,x} = 0,6$, $\gamma = 16,3$ kN/m ³												

I Tabell 4 så er de to parametersettene sammenlignet ved å beregne initialtøyningshastigheten. Som man ser ut fra tabellen så har man for SSC_2 redusert initialtøyningshastigheten for det dypeste laget betydelig. Dette ga et bedre vertikaltøyningsprofil og mindre setninger utenfor fyllingen.

Tabell 4 Sammenligning av initialtøyningshastigheter med SSC_1 og SSC_2

Lag	$\dot{\epsilon}_{c0} = 1/R_{ref}$ [1 / år]	OCR (gjennomsnitt)	$\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}$		$\dot{\epsilon}_c$ [% / år]
0.6 – 2.0 m	2,19 (1,5)	3,84	8,3 (13,8)	⇒	0,0029 (1,9 E ⁻⁶)
2.0 – 5.0 m	2,92 (2,6)	2,10	28,8 (21,4)	⇒	1,6 E ⁻⁷ (3,3 E ⁻⁵)
5.0 – 10.0 m	3,65 (2,9)	1,53	23,0 (28,1)	⇒	0,0206 (0,002)
10.0 – 25.0 m	2,19 (2,2)	1,30 (1,23)	39,7 (30,0)	⇒	0,0066 (0,44)

Tallene i parentes er fra den første beregningen

Tilsvarende ble parametere for CS-SSCG og n-SAC bestemt (komplett informasjon finnes i endelig rapport som legges ut på www.ntnu.edu/creep).

For beregningene med KRYKON så ble følgende input (Tabell 5) brukt (hvor to ulike fremgangsmåter er valgt, KRYKON_1 med «høy» OCR og lav R_c og KRYKON_2 med «lav» OCR og høy R_c):

Tabell 5 Inputdata for KRYKON_1 og KRYKON_2 (skilt med /)

Lag	γ [kN/m ³]	M_{oc} [kPa] (topp- bunn)	m	R_c (topp-bunn)	r_0	r_{pc}	e_i	k [m/år]	c_k	p_c' [kPa] (topp- bunn)
0.0 – 0.6 m	17.8	6225- 9934	14,3	-	-	-	1,2	3,65	1,0	170-170 / 170-170
0.6 – 2.0 m	16.3	1121- 1955	14,3	0,457 / 4570-411	2000 / 167	167	1,3	0,55	0,5	35,6-44,5 / 11,9-19,6
2.0 – 5.0 m	16.3	2537- 4211	4	0,342 / 3420	1500 / 125	125	1,7	0,55	0,5	44,5-63,4 / 32,3-46,0
5.0 – 10.0 m	16.3	4041- 6995	4	0,274 / 2740-274	1200 / 100	100	2,0	0,06	1,0	63,4-94,9 / 42,5-70,0
10.0 – 25.0 m	16.3	11829- 27820	4	0,457 / 4570	2000 / 167	167	1,9	0,02	1,0	90,9-205,5 72,1-169,5
$p_r' = 0$ kPa, $m_r = 0$										

RESULTATER FRA TILBAKEBEREGNING AV PRØVEFYLLINGEN

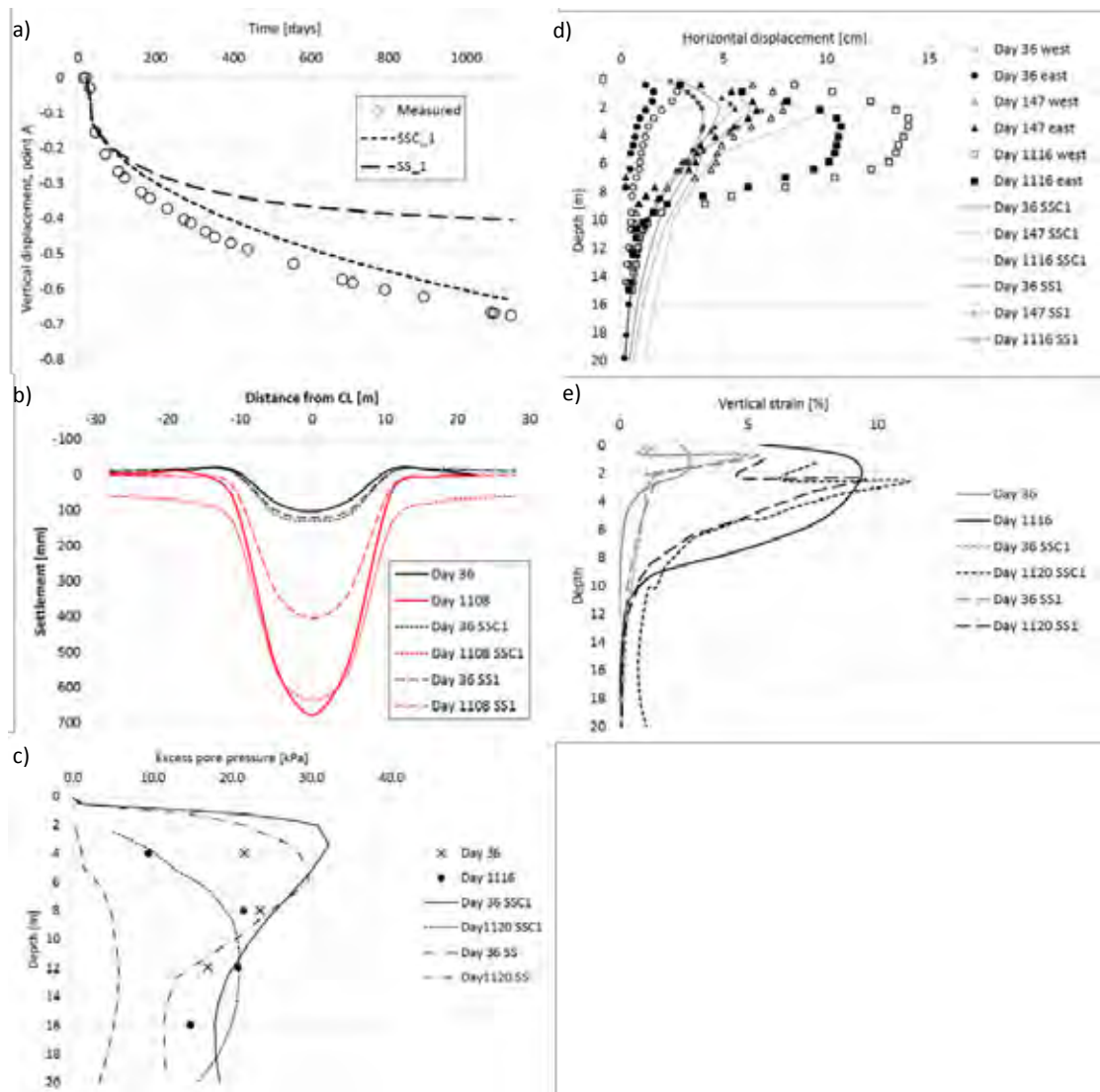
Analysene ble gjort under antagelse av plan tøyning ved bruk av FEM, hvor man tok hensyn til oppdatert geometri og oppdatert grunnvannsstand (pga. beregnede forskyvninger). PLAXIS ble brukt for analysene (SSC/SS/CS-SSCG/n-SAC). Mens Geosuite ble brukt for analysene med KRYKON (uten oppdatering av geometri og 1D).

Figur 9 viser effekten av å inkludere kryp i en beregning. Kryp gir et omtrentlig tillegg på 70 % i setningene etter 3 år (etter 20 år så er tillegget 120 %). SSC beregningen gir en del tøyninger i dybde 10 til 20 m som ikke samsvarer med observasjoner. Basert på dette resultatet så ble et alternativt parametersett tolket (SSC2). Man kan også observere at SSC og SS modellene gir for mye horisontaldeformasjoner rett etter lastpåføringen.

I Figur 10 vises resultater fra de andre analysene gjort i dette arbeidet. Det som er vært å legge merke til er at CS-SSCG modellen gir bedre prediksjoner av horisontaldeformasjonene enn de andre modellene i den første fasen (grunnet separat beskrivelse av skjærstivhet), mens n-SAC gir bedre prediksjon etter lengre tid (grunnet anisotropi i modellen). De to ulike KRYKON analysene ser tilforlataelig ganske like ut, men KRYKON_1 gir alt for høy poretrykksrespons (grunnet lav R_c). Dette kan for økt tid føre til en større feil i setningsberegningene (ekstrapoleringsfeil), spesielt i områder hvor spenningstilstanden havner mellom σ_0' og p_c' . Denne forskjellen er avhengig av forholdet mellom r_0 og r_{pc} . Ved store dyp vil KRYKON_1 gi mer tøyning enn KRYKON_2 og ved middels dyp vil den gi mindre tøyning enn KRYKON_2. Det er også vert og merke seg at pga. at KRYKON kun er 1D så vil KRYKON ikke kunne gi riktig respons under pålastning, da skjærdeformasjoner ikke er inkludert.

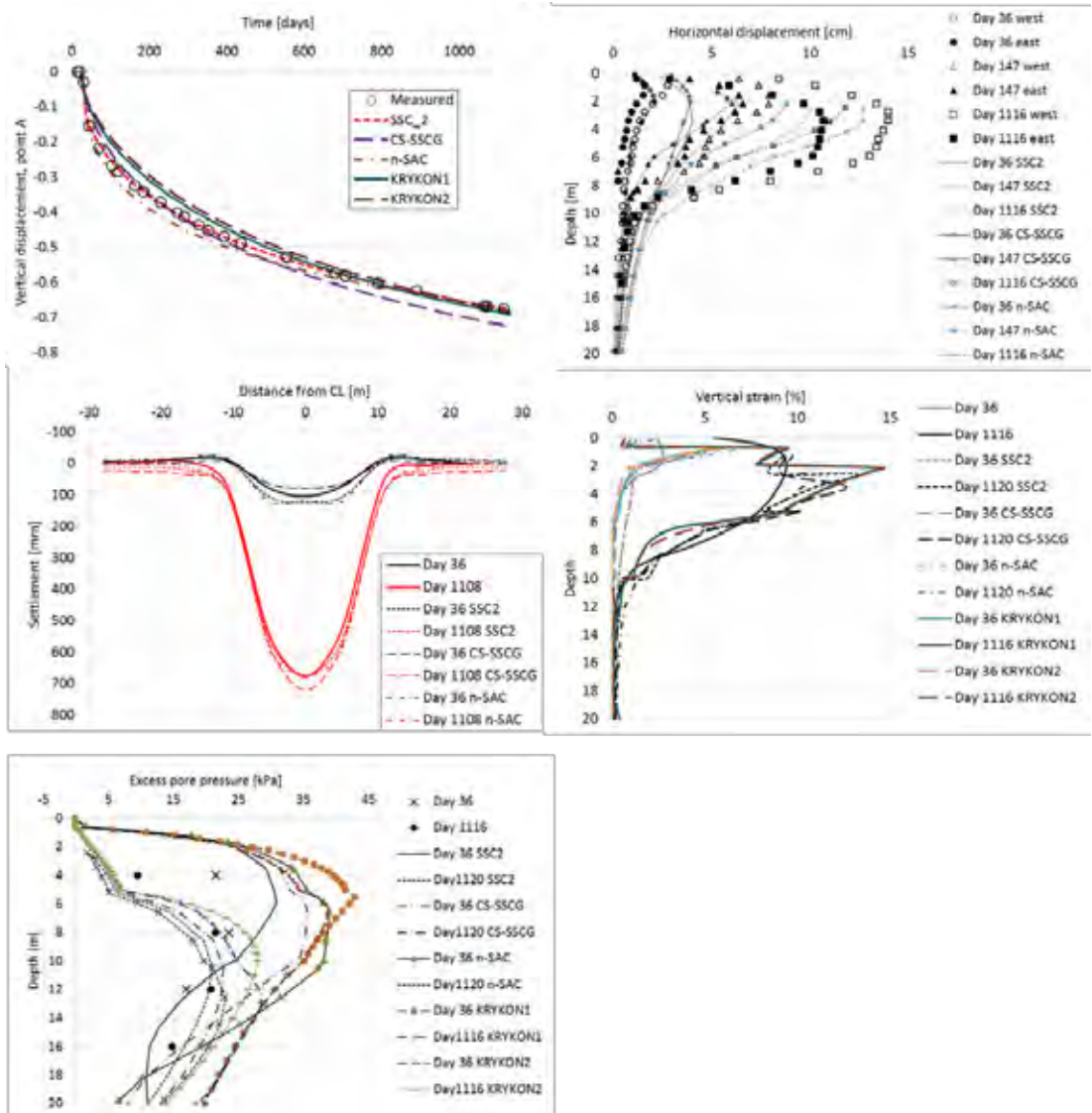
Figur 11 viser hvordan modellene predikerer en ekstrapolering til 20 års setning for Onsføyllingen. Som man ser fra figuren er forskjellen mellom kryp og ikke kryp veldig stor (over 100 %). Forskjellen mellom de ulike krypmodellene er ca. 20%. Merk at KRYKON analysene ikke tar hensyn til oppdatering av geometrien pga. store deformasjoner.

Resultater med kryp (SSC) og uten kryp (SS)



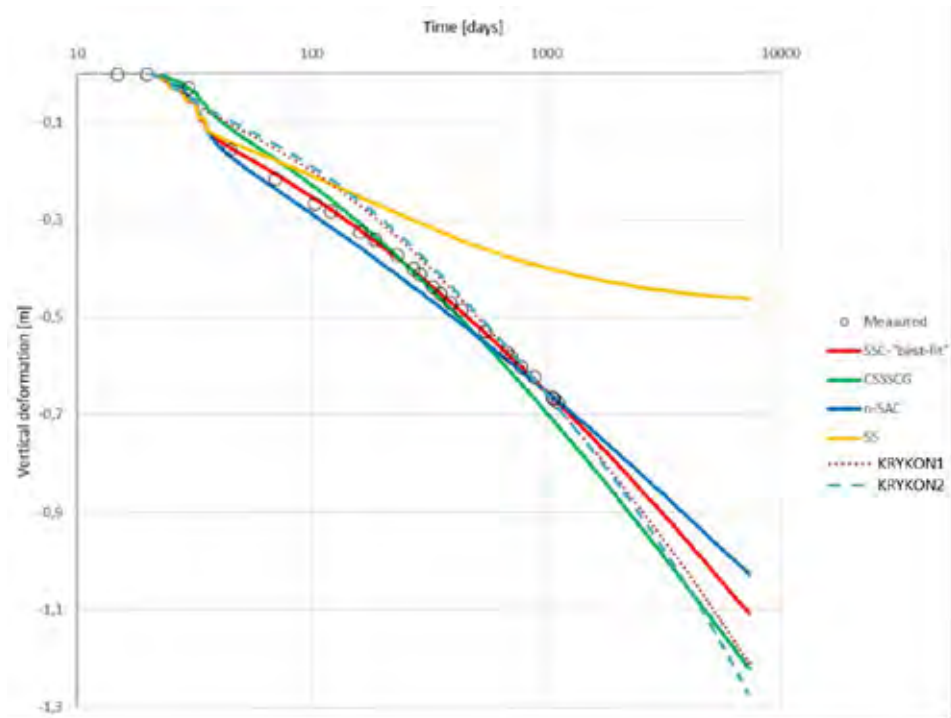
Figur 9 Beregninger med SSC og SS basert på 1. gangs tolkning av data –
 a) Setning vs. tid (senter av fylling), b) Setningsprofiler (overflate), c) poretrykksprofil (CL),
 d) horisontalforskyvningsprofil (5m vest), e) vertikaltøyningsprofil (CL)

Resultater med SSC – «best fit» mot n-SAC, CS-SSCG og KRYKON



Figur 10 Beregninger med SSC, CS-SSCG, n-SAC og KRYKON

a) Setning vs. tid (senter av fylling), b) Settningssprofiler (overflate), c) poretrykksprofil (CL),
d) horisontalforskyvningsprofil (5m vest), e) vertikaltøyningsprofil (CL)



Figur 11 Beregninger for ekstrapolering til 20 års setning

DISKUSJON OG KONKLUSJON

Alle krypberegningene gir godt samsvar med målte setninger av fyllingen mot tid. Forskjellene mellom analysene kommer først til syne når man ser på vertikaltøyningsprofilen, poretrykk og horisontaldeformasjonene.

Analysen uten kryp (SS modellen) gir alt for lite setning og poretrykk mot tid. Dette viser at hvis man tolker parametere fra ødometerforsøk på blokkprøver så kan man IKKE neglisjere kryp i setningsberegninger.

Analysen med n-SAC er kun basert på parametere fra ett ødometerforsøk (som dessverre ikke var representativ nok). Dette betyr at n-SAC prediksjonen kan forbedres. En gjennomgang av materialparametere for å gi enda bedre resultater er derfor planlagt.

CS-SSCG predikerer best horisontaldeformasjonene da denne modellen har separat input av skjærstivhet. I starten av setningsforløpet er et betydelig bidrag gitt av udrenerte skjærdeformasjoner. En god beskrivelse av den udrenerte oppførsel av leiren er derfor viktig for å oppnå et godt deformasjonsmønster i denne fasen. Men, ved større grad av konsolidering (ved dag 1120) så vil n-SAC gi bedre samsvar, dette skyldes at n-SAC gir en bedre beskrivelse av de anisotropiske egenskapene til leiren.

Poretrykksresponsen til CS-SSCG, n-SAC og KRYKON, umiddelbart etter pålastning er høyere enn målt og beregnet med SSC (den er dog lavere enn tilleggspressingen). Det kan være flere årsaker til dette avviket. Etter dag 1120 så er det bedre samsvar mellom modellene og målingene.

Hva skjer ved ekstrapolering utover 1120 dager? Etter 20 år så spriker beregnet setning med de ulike modellene mellom 1.03 m og 1.22 m (20%). Dette avviket er kanskje ikke stort, men husk at analysen er gjort av de samme personene. Jostad og Degago (2010) gjorde en Benchmark der de viste at avviket mellom ulike modeller/forskere kan være over 100%, basert på samme ødometerforsøk og oppgitt OCR.

Krypprosjektet vil jobbe videre med utvikling av jordmodeller for kryp i andre geomaterialer som frossen jord, torv og sand (granulære materialer). Målet er å ha disse modellene tilgjengelig for bruk i kommersielle regneverktøy innen utgangen av 2018.

Til slutt noen anbefalinger:

- Valg av *OCR* er veldig viktig for krypberegninger, spesielt i områder der p_c ikke overskrides betydelig (dvs. utenfor pålastningsområdet og under en viss dybde). Problemet er dog at *OCR* bestemt fra laboratorieforsøk ofte er lavere enn den *OCR* som bør benyttes i krypmodellene. Årsaker til dette kan være:
 - Prøveforstyrrelse
 - Feil horisontalspenning i ødometeret kontra in-situ (spesielt rundt p_c)
 - Temperatureffekter (forskjellig temperatur i lab og felt)
 - Ulik referansetidsmotstand, tøyningshastigheten for tolkning av p_c i forsøk er ulik $1/R_0$ i modellen (slår dog gjerne ut motsatt vei).

Derfor er det viktig å sjekke beregnet deformasjonshastighet for ubelastet terreng – Er denne realistisk?

- Ta med effekten av endring i permeabilitet som funksjon av tøyning (poretall). Ofte er man opptatt av å få best mulig prediksjon av effektivspenningstilstand mot tid. Eksempelvis hvis man skal øke belastningen etter en hvis tid så må man oppnå rett sikkerhet. Man kan ofte anta en verdi for $c_k = \Delta e / \log(k/k_0)$ i størrelsesorden $[\ln(10) \cdot (1+e_0)] / m_{sec}$.
- Hvis setningene er store så bør man ta hensyn til reduksjon i belastning som følge av oppdrift (endring i geometri). Dette kan gjøres ved å ta hensyn til store deformasjoner og oppdatere grunnvannsstanden.
- Det kan være lurt å regne et øvre og nedre estimat for å se hvilket variasjonsområde man kan forvente.
- Hvis man ikke har tilgjengelig gode data for *OCR*, og er mest opptatt av setning etter en hvis tid (for en NC leire), så bør man vurdere å regne med $OCR = 1.0$ og neglisjere kryp. Erfaringsdata kan her gjerne benyttes da erfaringsdata ofte indirekte tar hensyn til «kryp».
- Gjør alltid et overslag ved bruk av håndberegning.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work is carried out under the Marie Curie Action, European FP7, CREEP project, Grant number PIAG-GA-2011-286397.

REFERANSER

- Berre, T. (2013): Test fill on soft plastic marine clay at Onsøy, Norway. *Canadian Geotechnical Journal*, 51, 30-50.
- Bjerrum, L. (1967): Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*, 17, 83-118.
- Degago, S. & Grimstad, G. (2014): Significance of sample quality in settlement analysis of field cases. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Delft, The Netherlands: CRC Press, 153-158.
- Degago, S., Grimstad, G., Jostad, H. & Nordal, S. (2013): Misconceptions about experimental substantiation of creep hypothesis A. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*.
- Degago, S.A. & Grimstad, G. (2013): Evaluation of creep hypotheses A and B based on relevant laboratory tests. *Proceedings of the 5th International Young Geotechnical Engineers' Conference: 5th IYGEC 2013*, 47.
- Degago, S.A., Grimstad, G., Jostad, H.P. & Nordal, S. (2009): The non-uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt 324-327.
- Degago, S.A., Grimstad, G., Jostad, H.P., Nordal, S. & Olsson, M. (2011a): Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B. *Géotechnique*, 61, 897-908.
- Degago, S.A., Nordal, S., Grimstad, G. & Jostad, H.P. (2011b): Analyses of Väsby test fill according to creep hypothesis A and B. *Proceedings of the 13th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics.* , Sydney, Australia, 307-312.
- ERC (2014): [online]. http://ec.europa.eu/research/mariecurieactions/about-mca/actions/iapp/index_en.htm [Accessed: 07/10 - 2014].
- Grimstad, G. & Degago, S.A. (2010): A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* CRC Press, 3-8.
- Haji Ashrafi, M.A. (2014): Implementation of a Critical State Soft Soil Creep Model with Shear Stiffness. MSc thesis. Norwegian University of Science and Technology.
- Janbu, N. (1969): The resistance concept applied to deformations of soils. *7th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, Mexico city, 191-196.
- Jostad, H.P. & Degago, S.A. (2010): Comparison of methods for calculation of settlements of soft clay. *NUMGE 2010, Numerical Methods in Geotechnical Engineering* CRC Press, 57-62.
- Karstunen, M., Sivasithamparam, N., Brinkgreve, R.B.J. & Bonnier, P.G. (2013): Modelling rate-dependent behaviour of structured clays. *Installation Effects in Geotechnical Engineering*, 43.
- Olsson, M. (2010): Calculating long-term settlement in soft clays - with special focus on the Gothenburg region. Institutionen för bygg- och miljöteknik Geologi och geoteknik Chalmers tekniska högskola.
- Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. (1999): A consolidation model for a creeping clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 754-759.
- Svanø, G. (1986): *Program KRYKON, documentation and manual (The "Soft clay deformation" project.)*, STF69 F86017. Trondheim, Norway.
- Svanø, G., Christensen, S.O. & Nordal, S. (1991): *A soil model for consolidation and creep* Trondheim: Institutt for geoteknikk.

AVLØSPROSJEKTET MIDGARDSORMEN

PRESSING AV STORE RØR OVER STORE AVSTANDER, TIL DELS MED BRUK AV OVERTRYKK

Pipejacking of Large Diameter Pipes, up to 2.4 m Inner Diameter. Legs up to 520 m. Use of Compressed Air

Siv.ing. Trond Føyn, Norconsult AS

Siv.ing. Rolf A. Lauritzsen, Olimb Anlegg AS

SAMMENDRAG

Det er foretatt pressing av rør med innvendig diameter mellom 1,4 og 2,4 m. Pressing og boring av mindre rør er også utført. Dominerende jordart er leire, men det er også sagflis over en kortere strekning. Største presselengde er ca. 520 m. Ved pressing av rør på 2,0 og 2,4 m, benyttet man et borehode med trykkluse bak styrerøret. Overtrykk ble imidlertid bare benyttet over en strekning på ca. 200 m for det største røret. Største overtrykk var 100 kN/m^2 . For mindre dimensjoner er det hovedsakelig benyttet PE-rør. GRP-rør er benyttet opp til 1400 mm. Det er satt spesielle krav til bestandighet av betong og rør, slik at de skal ha en levetid på minst 100 år. Den første rørpressingen ble foretatt i 2007 og den siste i 2012. Anlegget ble satt i drift sommeren 2014.

Denne artikkelen beskriver planlegging og gjennomføring av arbeidene, inkludert noe om de dype presse- og mottaksgropene som ble utført med spuntvegger av stål. Mesteparten av rørpressingen ble utført i totalentreprise med Olimb Anlegg AS som hovedentreprenør. Norconsult AS har vært rådgivende ingeniør for hele prosjektet.

SUMMARY

This paper describes the planning and execution of pipe jacking of pipes with inner diameters between 1.4 and 2.4 m. Clay was the predominant soil type. The longest leg was about 520 m. Compressed air was available for diameters 2.0 m and bigger, but was only needed for a length of about 200 m. The deep shafts needed were supported mainly by steel sheet pile walls, and the design of these is also briefly described. The deepest shaft had a depth of 25 m, a diameter of 16 m, and was supported by secant piles. Boring of smaller pipes with diameters between 300 and 1000 mm are also briefly described.

The project is a recently commissioned upgrade of the sewerage system of Oslo, managed by the Water and Sewerage Authority in Oslo (VAV). Norconsult AS (Norway) is consulting engineers for the project and Olimb Anlegg AS (Norway) is one of the contractors. Most of the works described herein were executed as a type of EPC contract by Olimb Anlegg AS as main contractor and Østergaard AS (Denmark) as subcontractor.

According to the premises the water should be gravitated all the way to the treatment plant. The pipes were partly to be placed so deep that trenchless technology was the most proper method to be used.

MIDGARDSORMEN SKAL GJØRE AKERSELVA OG OSLOFJORDEN RENERE

Hvert år har det vært ca. 60 uønskede overløpsutlipp av urensset avløpssvann til Akerselva og til Oslofjorden i nærheten av Akerselva. Utslippene har skjedd gjennom en rekke overløp. Prosjektet Midgardsormen har som mål å redusere omfanget av disse utslippene drastisk ved at vannet i utslippsledningene samles opp og føres til Bekkelaget renseanlegg (BRA) for rensing, før utslipp i fjorden på dypt vann.

Prosjektet er svært omfattende, og har en kostnadsramme på ca. 1,3 milliarder kroner. Planleggingen begynte i 2005. Midgardsormens ledninger er etablert i løsmasser frem til et knutepunkt som ligger i Gamlebyen, benevnt sjakt S9, hvorfra det er en overføringstunnel i berg til renseanlegget; se Figur 1. Hele systemet er basert på selvfall, og ledningene ligger stort sett med minimumsfall. Ved BRA pumpes vannet opp, renses, og slippes så ut i Bekkelagsbassenget på ca. 60 meters dyp gjennom en ny bergtunnel og via diffusorer på sjøbunnen.

Krav til selvfall på hele avløpssystemet medførte at deler av rørledningene ble liggende i stor dybde, og det gjorde at pressing/boring av rør var et naturlig valg i stedet for graving og legging av rør i åpen grøft. Graving i åpen grøft ville på de fleste strekningene blitt svært komplisert.

Midgardsormen har en samlet lengde på ca. 9,5 km, inkludert overføringstunnelen på 2 km og utslippstunnelen på 1 km. Det er sprengt ut ca. 135 000 m³ berg. Rørene har en samlet lengde på ca. 6,5 km, og innvendig diameter varierer stort sett mellom 1000 og 2400 mm. Omtrent 2,8 km ble etablert ved rørpressing/mikrotunneling, resten i avstivede grøfter. Lengste strekning som er presset, er ca. 520 m, og her er innvendig diameter 2400 mm.

Prosjektet omfatter bl.a. 20 spuntgroper med gravedybde opp til 15,8 m (S7). For de store rørdimensjonene ble det boret 2800 m med åpen front, hvorav 1100 m med innvendig diameter 2,0 m og 800 m med innvendig diameter 2,4 m. Totalt 1800 m er utført med mikrotunneling eller retningsstyrt boring med diameter varierende fra 300 til 1400 mm. Det er også utført legging av rør med diameter 2,0 m i vannfylt grøft over en lengde på 120 m.

Figur 1 viser en forenklet oversikt over ledninger og tunneler som utgjør Midgardsormen. Strekninger i rødt ble utført i totalentreprise. Det samme gjelder strekningen Gamlebyen - Sørenga, vestover fra sjakt S9 i Gamlebyen. Her er det etablert to rør av polyetylen (PE) med diameter 450 mm ved pilotboring fra S9 og så inntrekking av rørene, ett og ett. Rørene var slept inn i full lengde til Bjørvika der de lå til de ble trukket inn i S9. Dette er en strekning på ca. 510 m, og pga. høytliggende berg i nærheten av S9, måtte rørene legges i en svak S-kurve.

Rørpressing/boring ble gjennomført på de røde strekningene, bortsett fra den vestligste, der røret ble lagt i vannfylt grøft. Dette er strekning S3 - S4, og den er omtalt nærmere nedenfor. I tillegg til rørpressingen som ble utført i totalentreprise, er det gjennomført rørpressing/-boring på til sammen fem andre strekninger. Fra Vaterland og nordover langs Akerselva, er rørene etablert i spuntet grøft, bortsett fra fem delstrekninger der pressing/boring ble gjort. Av de fem strekningene er to utført ved boring av et 1000 mm rør av glassfiberarmert polyester (GRP). De øvrige tre er utført ved pressing av 1400 mm betongrør.



Figur 1 Oversiktskart over indre Oslofjord med traseer for Midgarsormen. Fra Kuba i nord til Bekkelaget renseanlegg i sør er det ca. 5 km i luftlinje. Traseen for Akerselvkulverten er forenklet. I sjakt S9 går Midgarsormen over fra løsmasser til bergtunnel. Illustrasjon: VAV/Norconsult.

ORGANISERING

Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune (VAV) var byggherre. Norconsult AS var rådgivende ingeniør for alle fagfelt. Arbeidet er utført av følgende hovedentreprenører: Kristian Olimb AS, Veidekke Anlegg AS, Skanska Norge AS, KF Entreprenør AS og Implenia AS. De to sistnevnte har forestått kompletterende arbeider. Rørpressing/mikrotunnelering ble stort sett utført som totalentreprise med Kristian Olimb AS som entreprenør. Dette selskapet utførte den første strekningen, sørover fra Jernbanetorget til S3, med BAB Rørtrykking AB (Sverige) som underentreprenør. Etter omorganisering gikk Olimb Anlegg AS i kompaniskap

med Østergaard AS fra Danmark. Olimb og Østergaard foresto også de øvrige røretableringer med bruk av pressing/boring, dels som underentreprenør for Skanska (delprosjekt G langs Akerselva) og dels som hovedentreprenør (delprosjekt E ved Børsen).

VALG AV METODER - TILBUDSGRUNNLAG

Under planleggingen av ledningsanlegget ble det tidlig klart at graving av åpne grøfter på strekninger der grøftedybden overstiger 5 - 6 m ville bli relativt komplisert og kostbart.

Med til dels usikkerhet om grunnforholdene, særlig der røret ville bli liggende i utfylte masser i nærheten av Akerselvkulvertens søndre del, var det ikke opplagt hvilke metoder for rørpresing/rørboring som burde velges. På tre strekninger langs Akerselva valgte man pressing/boring i stedet for den beskrevne løsningen med spuntavstivet grøft.

Tilbudsgrunnlaget for totalentreprisen, VAV (2009), ble utformet slik at entreprenøren kunne velge metode for fremføring av rørene. I dette grunnlaget heter det bl.a.:

"Leggingen av rør skal utføres i det mest utbygde område av Oslo, og et område som har vært benyttet i mange hundre år, hvor det må påregnes å støte på hindringer i form av verneverdige kulturminner og ukjente hindringer i form av konstruksjoner og innretninger fra tidligere tider.

Grunnforholdene er stort sett marin leire med innslag av fyllmasser av ulik karakter.

Områdene som skal passeres med ny rørledning er noe av de mest sensitive områder i byen. Det er derfor ikke mulig å foreta rørleggingen som vanlig grøfteanlegg, og VAV ønsker tilbud på utførelse av dette oppdraget ved mikrotunnelering og styrt boring."

Videre heter det:

"Tilbyder må gi en fylldig beskrivelse av sine tilbudte tekniske løsninger. Beskrivelsen skal beskrive hvordan de valgte løsninger i tilbudet er i samsvar med krav og forutsetninger i del II.

Tilbudet skal omfatte en presentasjon av alle relevante dimensjoneringsforutsetninger/dimensjoneringsgrunnlag, samt alle relevante beregninger som er foretatt for å dimensjonere sjakter, rørstyrke og skjøteforutsetninger og forankringer.

Beregninger må være basert på kjente prinsipper og grunnlaget for beregningene må være gjort med referanse til anbefalinger i litteraturen eller relevant og tilstrekkelig dokumentasjon fra andre anlegg som benytter de samme løsningene som er foreslått.

Relevante referanser på de foreslåtte løsninger må vedlegges."

Om boremetoder heter det i tilbudsgrunnlaget:

"Styrt boring er en gruppe av metoder innen området betegnet "no-dig" eller "microtunnelling". Styrt boring omfatter ulike styrbare metoder som anvendes ved høye krav til nøyaktighet og stor rekkevidde. Innen "no-dig"-begrepet finnes også ikke-styrbare metoder som anvendes ved små krav til nøyaktighet og kort rekkevidde. Den styrbare gruppen kan generelt deles inn i rørpresingsmetoder og rørboringsmetoder, og det er kun rørboringsmetodene som er aktuelle for denne entreprisen.

For denne entreprisen gjelder følgende krav til metodevalg:

- For strekningen Gamlebyen - Sørenga (S9 - S20) og Gamlebyen - eksisterende pumpestasjon (S9 - S22), kan tilbyder etter eget valg tilby:
 - styrt boring med pilothull og trekking av utvidelsesbor tilbake eller
 - styrt fullprofilboring med mikrotunnelmaskin.
- For alle de øvrige strekninger, dvs. alle boringer av rør med diameter ≥ 2000 mm, skal det benyttes styrt fullprofilboring med mikrotunnelmaskin.

Grunnen består stort sett av leire, men innslag av grovere masser må påregnes. I nærheten av Akerselva kan det også være sagflis i massene. Generelt må man regne med å treffe på rester av tidligere fundamentering, dvs. stort sett trepeler, men det kan også være betong- eller stålpeler, samt stålpunt som man ikke kjenner til. Det er flere betongpeler som man med sikkerhet vil måtte forsere. Når det gjelder grunnvannsstanden ved de ulike sjaktene, henvises det til beskrivelse for den enkelte sjakt i geoteknisk rapport. Grunnforhold for alle strekninger er beskrevet i vedlegg E2 Geoteknisk spesifikasjon. Utstyret som tilbys må være tilpasset disse grunnforhold."

STRENGE KRAV TIL RØR

Det er satt strenge krav til rørkvalitet i hele prosjektet, både hva styrke og motstand mot "kjemiske angrep" angår. Under pressingen utsettes rørene for store krefter, og etter installasjon vil den største påvirkningen være fra "vannet" som renner i rørene. Det er derfor brukt spesielle rør og dessuten brukt spesialstål i muffen som dekker skjøtene. For å unngå knusningsskader på rørene under pressingen, er det lagt inn trefiberplater mellom de enkelte rør. Detaljer av en rørsjøt er vist i Figur 2.



Figur 2a Rør med trefiberplate og stålmuffe på utsiden av skjøten. Diameter 1,4 m. Merk dyser og slanger for bentonitt-slurry.



Figur 2b Rørsjøt.

HOVEDTALL FOR RØRPRESSING/-BORING

Nedenstående tabell gir en oversikt over de strekningene av prosjektet som er utført ved pressing/boring. Tabellen gjelder både totalentreprisen og de øvrige entreprisene.

<i>Geografisk beskrivelse</i>	<i>Fra - til sjakt</i>	<i>Rørdimensjon/ -materiale (mm)</i>	<i>Lengde (m)</i>
Fred. Olsens gate - Jernbanetorget pumpestasjon	S1 - p.st.	1400 GRP	15
Strandgata - Jernbanetorget	S2 - S1	1400	120
Strandgata - Christian Frederiks plass/DEG ¹⁾	S2 - S3	1400	100
Hotel Opera - Christian Frederiks plass/DEG ²⁾	S4 - S3	2000	120
Stasjonsallmenningen/DEG - Hotel Opera	S6 - S4	2000	330
Stasjonsallmenningen/DEG - Bispegata	S6 - S7	2400	270
Gamlebyen - Bispegata	S9 - S7	2400	520
Grev Wedels plass - Skippergata	B44 - B42	550 GRP	55
Skippergata - Nedkjøring til Operatunnelen	B42 - B41	960 GRP	30
Rådhusgata - Børsen	S32 - B29	1030 GRP	120
Tollbugata - Christian Frederiks plass/DEG	S26 - S3	1030 GRP	115
Kuba	A29 - A27 E	1000	130
Nedre Foss park – kryssing av Akerselva	A25 - A25d	300 GRP	60
Langs Nedregate	A25 - A24	1400	225
Akerselva ved Søndre gate	A18 a - A20	1400	75
Akerselva ved Søndre gate og Ankerbrua	A18 a - A15	1400	145
Olafiagangen - Akerselva	S14 - S13	2000	60
Olafiagangen	S14 - S15	2000	20
Tøyenbekken - Olafiagangen	S16 - S15	2000	190
Stasjonsallmenningen/DEG - Tøyenbekken	S6 - S16	2000	500
Gamlebyen - Sørenga	S9 - S20	2 x 450 PE	510
Gamlebyen - Gamlebyen pumpestasjon	S9 - S22	450 PE	70

¹⁾ DEG = Dronning Eufemias gate.

²⁾ På denne strekningen er røret lagt i vannfylt grøft. Den er tatt med fordi leggemetoden var helt spesiell. Nærmere omtale er gitt.

Tabell 1 Oversikt over strekninger med pressing/boring. Lengder er omtrentlige. Der rørmateriale ikke er oppgitt som glassfiberarmert polyester (GRP) eller polyetylen (PE), er rørene av betong.

METODER - BEGREPER

Det er ingen klare definisjoner for de ulike typene av rørpressing/-boring; det er delvis overlapping. Nedenfor er de ulike metodene omtalt.

Styrt boring

Ved styrt boring utføres det først en pilotboring fra terreng gjennom hele boretraseen. Borehodet kan styres og borestrengen benyttes til å trekke tilbake en "rømmer" som utvider hullet. Samtidig trekker man inn røret som vanligvis er et helsetet PE-rør. Ved store dimensjoner kan hullet bli "mellomrømnet" én eller flere ganger. Strekningene S9 - S20 og S9 - S22 er eksempler på bruk av denne metoden.

Mikrotunneling

Mikrotunneling utføres mellom en start-/pressegrøp og en mottaksgrøp. Maskinen fjernstyres vanligvis fra startgrøpen eller fra overflaten, og styres ofte ved hjelp av laserteknikk. Det er vanlig at rørene er av betong; de skjøtes i pressegrøpen og skyves inn ved hjelp av jekker etter hvert som tunnelmaskinen arbeider seg innover. Flere metoder benyttes for

fjerning av massene, enten mekanisk, manuelt, ved spyling eller med et boreslamsystem. Strekningen S2 - S3 er eksempel på denne metoden.

Rørpressing/-boring

Betegnelsen rørboring brukes ofte selv om rørene ikke bores, men presses mellom en start-/pressegrøp og en mottaksgrøp. Metoden er beskrevet og illustrert med bilder senere i artikkelen. Denne metoden var dominerende i Midgardsormen-prosjektet. Massene tas ut på fronten, enten ved graving eller ved at de presses inn og havner i en skuff. Kombinasjon av pressing og boring brukes også; det er f.eks. gjort på strekningen S26 - S3, se Figur 3 m.fl.

Åpen front

Med åpen front er det ingen tett front mot massene, og denne fronttypen er dominerende der det er leire og ikke fritt vann til stede. Også dominerende i Midgardsormen-prosjektet. Fronten er ofte skråstilt og kan ha porter som åpnes og lukkes for å begrense innpressing av masser.

Lukket front

Lukket front benyttes vanligvis i friksjonsmasser der fritt vann er til stede. Det kan være et fullstendig vanntett system som motstår høyt vanntrykk. Helt lukket front er ikke benyttet i prosjektet, men for strekningene med GRP-rør, var fronten relativt tett, se Figur 3.



Figur 3 a Front på maskin benyttet til GRP-rør. Roterende kutter med åpninger. Man ser også trakten inn mot innerrøret. Rørdiameter 1030 mm.



Figur 3 b Samme maskin sett "innenfra". Merk skrue og innerrør der massene transporteres.



Figur 4 Sjakt S26 ved Tollbugata. Nytt rør fires, med innerrør og skrue. Rørdiameter 1030 mm.



Figur 5 Sjakt S26 ved Tollbugata. Røret kobles sammen med det foregående og gjøres klart for pressing mot sjakt S3.

SJAKTER - PROSJEKTERING

Spuntsjakter

Prosjektet hadde behov for svært ulike typer av sjakter. I de aller fleste sjaktene er det bygget kummer, som varierer i kompleksitet fra helt enkle knekkpunkter på ledningstraseen, til komplekse typer, der den øvre delen er pelet til berg og den nedre setter seg med massene omkring. Dybden og diameteren til Midgardsormen, samt lengden mellom knekkpunktene på traseen, var også grunnlag for valg av sjakttype. Om det skulle være pressegrøp eller mottaksgrøp, eller begge deler, var dessuten avgjørende for utformingen av sjaktene.

Stålspunt dominerer i sjaktene

De fleste sjaktene er etablert vha. stålspunt. Norconsult prosjekterte de relativt grunne spuntsjaktene som ikke var del av totalentreprisen, mens de dypeste spuntgrøpene, S4, S6 og S7, er dimensjonert og tegnet av et tysk konsulentfirma fra Nürnberg, Kästner Ingenieure GmbH. De har benyttet en c - ϕ analyse i sine beregninger av jordtrykk, og en typisk beregning med tegninger for en spuntgrøp var på 50 til 80 sider. Beregningene ble kontrollert av Olimb ved hjelp av en totalspenningsanalyse beskrevet av Flaate og Peck (1973), og det ble deretter utarbeidet en detaljert arbeidsprosedyre for utgraving og avstivning av spuntgrøpen frem til bunnplata skulle støpes. De mindre dype spuntgrøpene i totalentreprisen ble prosjektert av Olimb. Risikoen for bunnoppressing ble beregnet ved hjelp av diagrammet i figur 21 i Publikasjon 16 fra NGI (1956). Figur 6 og 7 viser to av spuntgrøpene.

Spesielle spuntsjakter

I grøpene som var prosjektert av Kästner, ble det brukt Larssen 607N-spunt med motstandsmoment $3200 \text{ cm}^3/\text{m}$, og alle tre hadde bare 2 avstivningslag. Putene i det øvre laget var HEB 650, 700 eller 800, men i det nedre laget var putene doble med de samme dimensjonene. Putene var dermed så brede at de fungerte som gangveier. Det er ikke ofte i Norge at man ser en spuntgrøp i leire med 20 m lange spuntnåler og 2 stiverlag ved 15,8 m utgraving. Beregningsmessig måtte de siste 8 meterne i S7 graves under vann, men i praksis ble grøpen fylt helt opp med vann før utgraving til full dybde. Resultatet ble imponerende, se Figur 6, 7 og 19.



Figur 6 Sjakt S7. Gravedybde 15,8. Sjakten er mottakssjakt for røret fra hhv. S6 og S9.

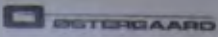


Figur 7 Sjakt S4. Dybde 9,9 m.

Pressing av rør med store dimensjoner og over strekninger på flere hundre meter, krever store presskrefter. Spuntveggene i startgropene må ta opp dette trykket, og enkelte steder var det utfordrende å lage et avstivningssystem som var i stand til det. Dette gjaldt spesielt en grunn grop helt inntil Akerselva. Deler av avstivningssystemet for den gropen er vist i Figur 8.



Figur 8 Spuntgrop A18a ved Akerselva. Herfra ble det presset i to retninger. Rørdiameter 1,4 m. Merk avstivningssystem til høyre for fordeling av krefter og overføring av krefter fra spuntveggen til bunnplaten.

Omsætningstabell for presse-cylindre 

Pressetryk v. antal cylindre/ton

Tryk/bar	Antal cylindre	2	4	6
25		32	64	96
50		64	128	192
75		96	192	288
100		128	256	384
125		160	320	480
150		192	384	576
175		224	448	672
200		256	512	768
225		288	576	864
250		320	640	960
275		352	704	1056
300		384	768	1152
325		416	832	1248
350		448	896	1344
375		480	960	1440
400		512	1024	1536

23/07/2010

Figur 9 Tabell som mannskapene har tilgjengelig. Som det fremgår kan man altså med 4 sylindre /jekker og et trykk på 400 bar, få en presskraft på 1024 tonn, eller ca. 10240 kN.

Andre sjakter

I noen sjakter valgte man annen avstivning enn spunt. Eksempler på dette er S2 og S3, se Figur 10 og 12. Også for den dypeste sjakten, S9 i Gamlebyen, valgte man en annen avstivning enn spunt. Den ble etablert vha. såkalte sekantpeler; se Figur 30. Sjakten er beskrevet av Føyn (2011).



Figur 10 Sjakt S2 ved Strandgata. Sjakten er etablert som plasstøpt senkekasse. Relativt enkelt presseutstyr. Mikrotunneling mot S3. Rørdiameter 1,4 m.



Figur 11 a Sjakt S2. Merk vinsjer for trekking av skuff for masser.



Figur 11 b Strekningen S2-S3. Skuff for masser.



Figur 12 Sjakt S3, midt i en rundkjøring i vestre ende av Dronning Eufemias gate.

Kompleks sjakt som ble etablert som senkekasse støpt i flere etapper. Graving innvendig etterhvert som kassen gikk nedover. Mye treverk i grunnen vanskeliggjorde arbeidene.

Røret fra S2 er fremme i sjakten. Merk de frosne vertikale og isolerte stripene på hver side av røret. De skyldes at det måtte fryses en vertikal "vegg" på hver side av røret på den siste strekningen inn mot sjakten. Man fryktet at uten frysing ville man fått innbrudd av vann i røret og sjakten fra den permeable grunnen. Se også Figur 13.



*Figur 13
Grunnfrysing
ved sjakt S3 i
retning mot
S2.*

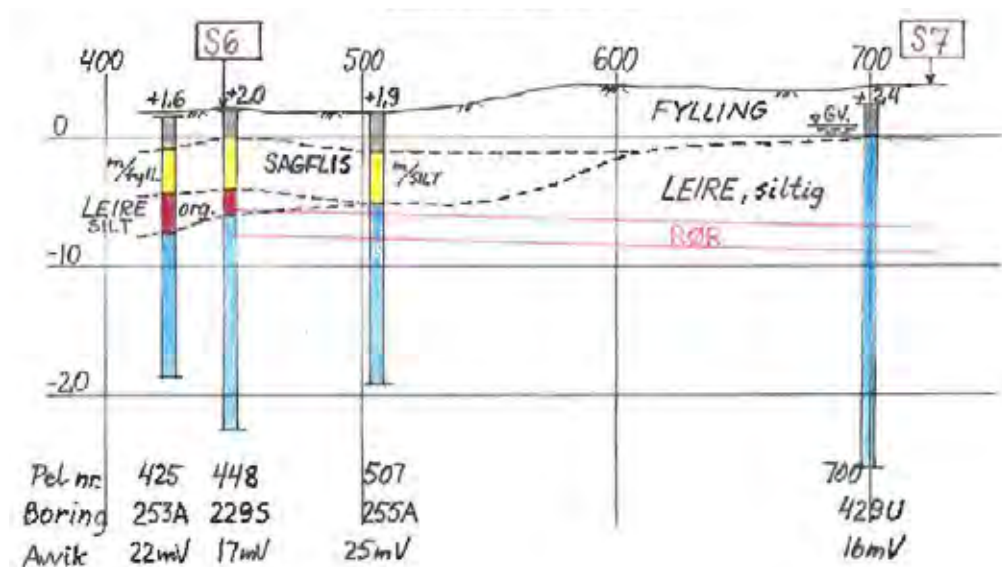
GRUNNFORHOLD - PROSJEKTERING

En overordnet målsetning for prosjektet var at alle store pumpestasjoner oppstrøms sjakt S9 skulle kobles ut. Som nevnt skal vannet renne med selvfall til renseanlegget på Bekkelaget, uten bruk av pumper. Videre var det ønskelig med moderat fall på ledningene for å redusere pumpehøyde. I renseanlegget pumpes vannet opp før det renner gjennom de ulike renseprosessene og så til slutt ut i Oslofjorden.

Geoteknisk prosjektering for rørene på alle strekninger som er presset/boret, er utført i regi av totalentreprenøren.

Grunnforholdene var beskrevet og illustrert av Norconsult med boringer fra Undergrunnskartverket, supplert med nye boringer på områder med dårlig dekning, utført av både Multiconsult og NGI. Olimb tegnet opp boringene for hver trasé og laget jordprofiler, se eksempel i Figur 14, samt sammenstillinger av geotekniske parametre langs hver rørtrasé, se eksempel i Figur 15. Disse ble brukt til å planlegge pressing og boring. Videre ble det utarbeidet et designprofil for hver spuntgrop for å kontrollere spunt, puter, stivere og faren for bunnoppressing, se eksempel i Figur 16.

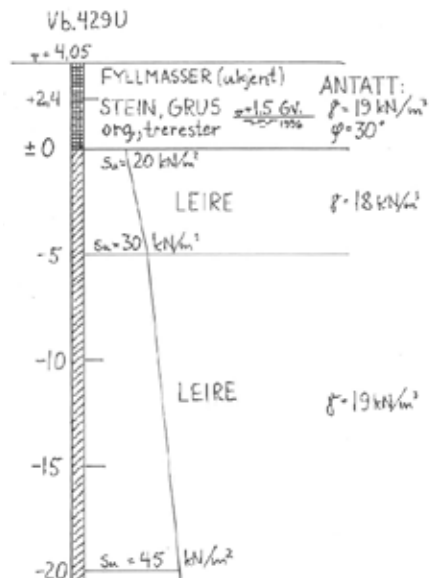
Hulltagning i spunten og stabilitet av tunnel og stuff i leire, ble kontrollert etter en metode beskrevet av Davis et al. (1980). "Hullet" som lages i løsmassene, eller "tunnelen", er noe større enn det utvendige røret, og differensen betegnes "overcut". Setninger som følge av "overcut" og mulig lukking av mellomrommet mellom tunnel og rør ble beregnet etter en metode beskrevet av Lo et al. (1984).



Figur 14 Jordprofil på delstrekning S6 - S7.

VEDL.	7.1	6.1	6.2	5.11
BOR. NR	253A	229 S	255A	429 U
TYPE	P	P	P	V
MEL NR.	425	448	507	700
AVVIK	22mV	17mV	25mV	16mV
TERRENG	+1,6	+2,0	+1,9	+2,4
BIR	-7,60	-7,71	-7,95	-8,96
	SAGFLIS SILT org.	SAGFLIS GYTJE- LEIRE	SILT, FLIS Sandfang	
	LEIRE org	LEIRE	LEIRE siltig	LEIRE
	LEIRE siltig			
GV. σ				+1,5
w %	35-43	39-46	37-44	
w _p %	30		33	
w _L %	43		48	
I _p	13		15	
n %	48-52		49-53	
O %	1,9-3,2	1,6-3,0	1,8	
γ kN/m ³	17,7-18,3		17,5-18,2	
σ_{sk} kN/m ²	15-40	~35	17-37	28-49
S _u	2-6	10,5	4-5	4-5

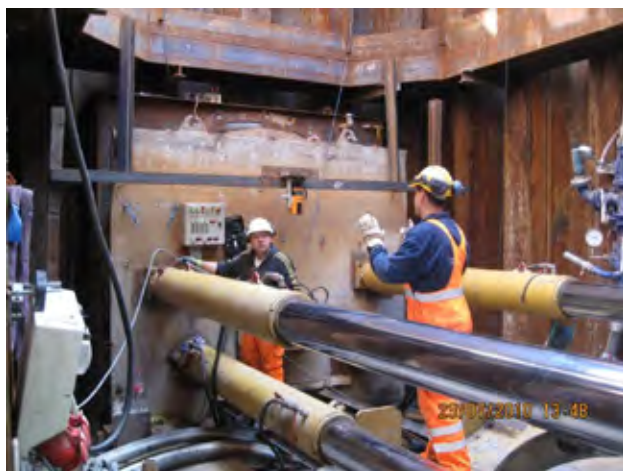
Figur 15 Sammenstilling av jordparametre på delstrekning S6 - S7.



Figur 16 Designprofil for sjakt S7.

BRUK AV MELLOMTRYKKSTASJONER KAN VÆRE NØDVENDIG PÅ LANGE STREKNINGER

Med stor rørdiameter på lange strekninger blir den nødvendige trykkraften for å få røret fremover for stor til at man bare kan presse fra startgropen. Det bygges derfor inn én eller flere mellomtrykkstasjoner i skjøten mellom rørene. Disse presser den forreste delen av røret fremover, og så skyves det på fra startgropen igjen. Se Figur 18. Mellomtrykkstasjonene demonteres til slutt og hovedsyndrene sørger for at "åpningene" blir lukket der mellomtrykkstasjonene var.



Figur 17 Spuntgrop S6. Herfra ble det presset i tre retninger. Rørdiameter 2,4 m mot S7, og 2,0 m mot hhv. S4 og S16. Merk den oransje laseren som henger i egen bjelke.



Figur 18 Mellomtrykkstasjon montert i en rørskjøt med stålplate på utsiden. Det er en rekke sylindreljekker med noen desimeter slaglengde.

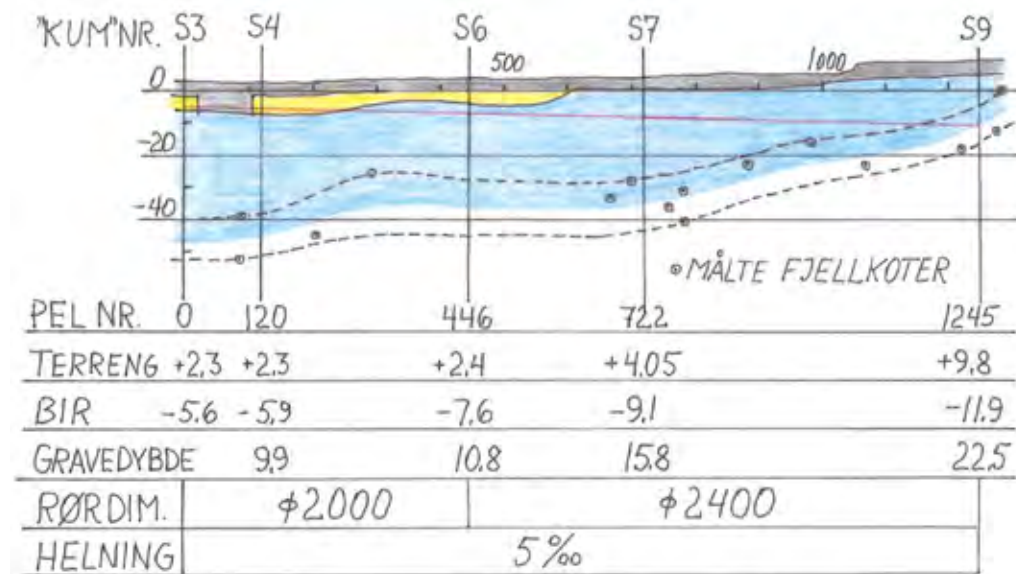


Figur 19 Spuntgrop S6 med hydrauliske jekker for pressing mot S4. Rørdiameter 2,0 m.

FYLLMASSER AV STEIN OG SAGFLIS GA UTFORDRINGER

Strekningen S3 - S9. Grunnforhold

Strekningen fra sjakt S3, som ikke ligger så langt fra Tollboden, forbi Operaen og til sjakt S9 i Gamlebyen, omtales nærmere i det etterfølgende. En oversikt over grunnforholdene på den 1245 m lange strekningen ble laget i desember 2009, se Figur 20, og viser øverst et lag fyllmasser med tykkelse fra 2 til 5 m. Mellom S3 og S4 ligger den siste armen av Bjørvika som ble gjenfylt omkring 1960. Her lå sjøbunnen på kote -5, og bunnen var dekket av opp til 5 m med slam. Fyllingen foregikk for det meste med tipp av sprengstein fra lastebil, og steinfyllingen må antas å ha trent ned i slammert slik at man kunne forvente steinfylling med slam i hulrommene, lommer av slam eller lommer av stein. På hver side av den tidligere fjordarmen er det gamle kaikonstruksjoner, og under fyllingen var det forsøkt lagt ut faskiner (sammenbuntede grener og kvister) for å hindre fyllingen i å trenge ned i sjøbunnen.



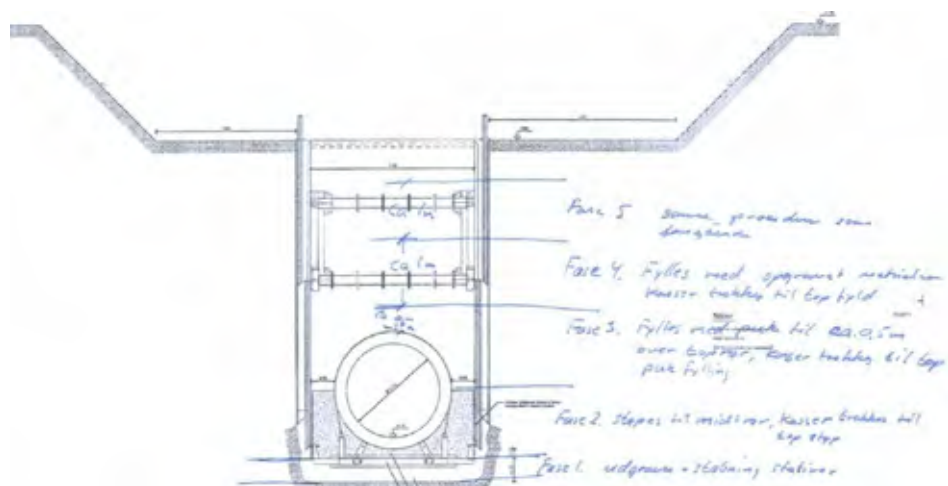
Figur 20 Jordprofil på strekningen S3 - S9. Lengde 1245 m. Midgardsormen er vist som en rød strek.

Videre østover mot S7 finner vi et sagflislag under fyllmassene som er opp til 5 m tykt. Dette er resultatet av datidens forsøk på å vinne nytt land, noe som foregikk helt til slutten av 1800-tallet. Resten av jordprofilen består av leire som er litt overkonsolidert ned til ca. 20 m dybde. Dybden til berg er mer enn 30 m på halve strekningen, men berget stiger slik at berget påtreffes i sjakt S9 innunder Ekebergåsen. S9 var plassert slik at traseen videre nedstrøms kunne gå i bergtunnel.

Strekningen S3 - S4. Den mest utfordrende - og dyreste

Løsningen for strekningen S3 til S4 ble at man først flyttet S4 vestover for å unngå kaikanten på den siden. Så ble terrenget avgravid 2,5 m i en 11 m bred grøft. Deretter ble strekningen utgravet ved hjelp av grøftkasser med 7 m lange vegger. Seksjonene var 3,5 m brede og 18 m lange, og alt arbeidet ble utført i vannfylt grøft. Etter noen startvanskeligheter med den første grøftkassa, ble følgende fremgangsmåte gjennomført:

Grøftkassene ble suksessivt presset og rammet ned ved at massene inne i kassene ble gravet ut, veggene ble undergravet med opptil 70 cm. Ved full nedpressing var veggene undergravet ca. 25 cm. Tilbakefyllingen ble så utført i 5 faser. Figur 21 viser Østergaards originalskisse for utførelsen. Den håndskrevne teksten er vist til høyre i Tabell 2. Bilder fra strekningen er vist i Figur 22 og 23.



Figur 21 Strekningen S3 - S4. Tilbakefylling i faser. Skisse fra Østergaard.

Fase	Arbeidsoperasjon - utførlig	Østergaards skissetekst
1	En bunnplate av betong ble støpt under vann og i bunnplaten ble det innstøpt en ramme spesialkonstruert av Østergaard for å sikre plasseringen av rørene.	Udgraves + støbning stativer
2	Rørene ble heist på plass i rammen og stroppet fast. Deretter ble betong støpt opp til midt på røret og kasseveggene ble trukket opp til topp betong.	Støpes til midtrør, kasser trekkes til top støp
3	Kassen ble fylt med puk opp til 0,5 m over topp rør og kasseveggene ble trukket opp til topp pukklag.	Fylles med puk til ca. 0,5 m over top rør, kasser trekkes til top puk fylling
4 og 5	Kassen ble fylt opp 1 m med oppgravde masser og kasseveggene ble trukket opp til topp fyllmasse.	Fylles med oppgravet materialer Kasser trekkes til top fylt
5		Samme procedure som foregående

Tabell 2. Faser for utførelse av tilbakefyllingen.

Denne strekningen må karakteriseres som teknisk meget vanskelig, og grunnforholdene må beskrives som noe nær umulige, men jobben ble gjennomført. Løpemetertisen var den høyeste for hele prosjektet.



Figur 22 Rørlegging mellom sjakt S4 i bakgrunnen og S3. Dykkerne som monterte rørene hadde null sikt, og alt arbeidet måtte skje ved at de følte seg frem.



Figur 23 Rørlegging mellom sjakt S4 og S3, sett mot S3. Den midlertidige gangbroen til operaen krysser traseen.

Strekningene S2 - S1 og S2 - S3. Mikrotunnelering

Strekningene S2 - S1 og S2 til S3 ble utført ved pressing med åpen front, og uten graveutstyr. Massene ble presset inn i røret, og ble så trukket ut med en skuff, se Figur 11b. Fronten er noe innsnevret, og i tillegg kan den styres vha. sylindre/jekker, se Figur 24.



Figur 24 Fronten på maskinen brukt mellom S2 og S3. Merk innsvringen av tverrsnittet.

PRESEUTSTYR OG PRESSETEKNIKKER

Maskinene som ble brukt for pressing av de største rørene er avanserte; uttak av masser foregår med hydraulisk gravemaskin i fronten, og fronten kan styres vha. fire jekker, se Figur 25. Fronten kan lukkes delvis for å bedre stoffstabiliteten. Operatøren i fronten har full kontroll, se Figur 26. Massene plasseres på et kort transportbånd og havner i en skuff. Når operatøren har gravd ut tilstrekkelig med masser, gir han beskjed til dem som presser røret fremover om at de kan presse videre. Fronten og neste seksjon kan ha økt trykk i tilfelle tunnelen må drives med overtrykk. Ved bruk av overtrykk må skuffen sluses gjennom en trykkluse på vei bakover til pressegruppen, se bl.a. Figur 28 og 29. Strekningen S6 til S7 og S6 til S4 ble utført uten overtrykk, og boringen gikk greit både i leire og sagflis.



Figur 25 Fronten på den største maskinen. For innvendig rørdiameter 2,4 m. Merk skuffen på gravemaskinen og portene som kan stenges. Merk også den skråstilte fronten og den horisontale "skilleplaten". Frontens retning styres vha. fire sylindreljeker .



Figur 26 Operatør som betjener gravemaskinen. Han styrer frontens bevegelser, inkl. de fire styresylindrene og portene som kan stenges for å holde massene ute.



Figur 27 Detalj fra operatørens styringspanel. Merk at setevarmen ikke står på. Det var 20 °C inne i tunnelen, til tross for kuldegrader ute!



Figur 28 Trykkluse og rør ved S9. Diameter 2,4 m.



Figur 29 Trykkluse sett utenfra. Overtrykket er 0,7 bar, eller 70 kN/m^2 .

AKERSELVKULVERTEN MÅTTE OMFUNDAMENTERES

På strekningen mellom S4 og S6 går Midgardsormen under Akerselvkulverten. Kulverten ble bygget på begynnelsen av 1960-tallet og er fundamentert på rammede betongpeler til berg. Kulverten er dessuten fundament for Nylandsveien som går i bru over. Under pressing fra S6 mot S4, ville Midgardsormen treffe to peler under hver av de tre kulvertveggene. Pelene måtte kappes, og lastene på disse pelene måtte på forhånd overføres til nye peler. Løsningen ble å sette stålkjernepeler gjennom kulvertveggene så nær inntil traseen for Midgardsormen som mulig. Da man nådde frem til betongpelene, gikk mannskaper frem i fronten og kappet pelene ved pigging og skjærebrenning.

BRUK AV OVERTRYKK VAR NØDVENDIG

Strekningen S9 til S7 er den lengste med sine 523 m. Starten foregikk i S9 hvor bunn innvendig rør, BIR, ligger 21,7 m under terreng. Beregnet sikkerhetsfaktor for stuffstabiliteten ved hulltagning uten overtrykk var 0,97, og det ble derfor valgt å starte med et overtrykk på 100 kPa, hvilket gir en sikkerhetsfaktor på 1,3. Stuffstabiliteten ble deretter beregnet for et snitt 25 m utenfor S9 hvor terrenget lå 2 m lavere. Her trengte man et overtrykk på 65 kPa for å oppnå en sikkerhetsfaktor på 1,3. Dette overtrykket måtte man holde over en strekning på 185 m, inntil terrenget brått faller ned mot kote +5, og overdekningen var redusert til ca. 13 m.

BILDER FRA STREKNINGEN S9 - S7



Figur 30 Sjakt S9. Fronten er montert i sjaktveggen og trykklusen er lagt på plass. Største gravedybde var ca. 25 m. I bunnen er det delvis sprengt ut (til høyre i bildet). Herfra går bergtunnelen til renseanlegget på Bekkelaget.



Figur 31 Fra sjakt S9. Rigging før pressing mot S7. I forgrunnen trykklusen med alle koblingene.



Figur 32 Sjakt S9. Pressing mot S7 pågår. Merk skuffene for materialtransport.



Figur 33 Midgardsormen mellom S9 og S7 med trykkluse og mannskaper innerst. Rørdiameter 2,4 m.



Figur 34 Midgardsormen i retning fra S9 mot S7. Merk at røret har en sving til høyre.

ANDRE FORHOLD

Alle de tre metodene for rørinstallasjon utføres vanligvis med stor nøyaktighet i leire. På enkelte partier med rørpressingen, ble det påtruffet lommer med bløt, sensitiv leire. Dette skapte problemer med styringen fordi fronten er så tung at den har en tendens til å synke i bløt, delvis forstyrret leire. To svanker oppsto derfor på strekningen mellom S9 og S7, en på 17 cm og en på 30 cm. Den siste ble rettet opp ved å forspenne røret. Et større avvik oppsto på den retningsstyrte boringen mellom S9 og S20, men dette skyldtes et ti-talls hindringer i form av stein og trerester, samt vekslende grunnforhold med flere bløte partier.

Alle metodene benytter bentonittslam som smøring på utsiden av rørene. Ved retningsstyrt boring transporteres borkaks tilbake til pressegruppen ved hjelp av borevæske med bentonitt som pumpes inn ved fronten. Boreslammet har da to funksjoner. Ved mikrotunnelering og rørpressing med åpen front, er rørene utstyrt med dyser hvor bentonittslam pumpes ut under trykk i en smal spalte mellom jord og rør, se Figur 2 og 34. Trykket i bentonittslammet kan reguleres for å minske friksjonen og optimalisere fremdriften. Etter avsluttet boring injiseres sementmørtel i det samme systemet for å lukke spalten og hindre fremtidig setninger.

På forhånd var det fokusert på terrengsetninger. Normalt fører ingen av de tre metodene til overflatesetninger av betydning, så lenge overdekningen med intakt leire er større enn ca. 3 m. Spesielt ved kryssing under jernbanespor var dette et aktuelt tema. Terrengsetninger større enn dem som var forhåndsberegnet ble da heller ikke observert bortsett fra på strekningen S6

til S16. Her krysset man under det brede sporområdet på Oslo S i en dybde på ca. 5,5 m, og overdekningen besto for det meste av fyllmasser. Over røret var det bare 1 - 2 m med leire. Beregnet hullstabilitet ga en sikkerhetsfaktor på 0,7 uten overtrykk i borevæsken. Trykket i borevæsken måtte holdes på 1 bar for å gi en sikkerhetsfaktor på 1,4. Leiren viste seg å være så vidt bløt og sensitiv at man fikk problemer med styringen. Samtidig klarte man ikke å opprettholde trykket i borevæsken. Resultatet ble at man fikk terrengsetninger på ca. 3 cm, mot beregnet 1,2 cm. Setningene kom umiddelbart etter hvert som pressingen skred frem.

OPPSUMMERING – ERFARINGER

Prosjektet viste at rørpresing og mikrotunnelereing er kommet for å bli, også over store strekninger og i leire med høy sensitivitet. Velger man åpen front og rørdimensjoner med innvendig diameter 1,4 m, er det få hindre som ikke lar seg fersere. Setninger på overflaten er små, og i de fleste tilfeller akseptable. Det bemerkes at selv med en så liten diameter som 1,2 m, kan man foresere de fleste hindre.

Tilbudsgrunnlaget var utformet slik at totalentreprenørene selv kunne velge metode, og dette viste seg å være riktig. Blant annet kan en merke seg at rørpresing med åpen front ikke var nevnt i tilbudsgrunnlaget.

Vi vil spesielt fremheve følgende momenter:

- Ved gjennomføring av et så komplekst prosjekt, er det meget viktig med en løsningsgjennomgang før oppstart av arbeidene. Her bør alle parter delta, slik at man sikrer at alle har full forståelse for kompleksiteten og sammenhengen mellom de ulike elementer.
- Oppfølgingen bør være tett, både fra byggherre og rådgiver. Entreprenøren må varsle avvik så snart som mulig, slik at korrektive tiltak kan settes inn.

AVSLUTNING

Avløpsprosjektet Midgardsormen ble satt i drift sommeren 2014. I september 2014 ble det foretatt en trykktesting av hele systemet; ca. 80 000 m³ vann ble sluppet inn slik at overføringstunnelen ("fordrøyningsbassenget") og alle ledninger var fulle. Ikke helt uventet var det lekkasjer fra ledningsanlegget og inn i diverse kjellere og kulverter. Disse lekkasjepunktene blir utbedret.

Forfatterne vil rette en takk til VAV som har gitt tillatelse til at dette interessante prosjektet blir presentert. Takk også til kolleger og andre som har bidratt, både under projekteringen, anleggsgjennomføringen og ved utarbeidelse av denne artikkelen.

REFERANSER

- | | |
|--|---|
| Oslo kommune, VAV (2009) | Konkurranse med forhandling i to trinn for kjøp av Nytt ledningsanlegg vha. Mikrotunnelering, styrt boring og rørinstallasjon. Prosjekt Midgardsormen. Konkurransegrunnlag 55/2008. |
| K. S. Flaate og R. B. Peck (1973) | Braced cuts in sand and clay. NGI-publikasjon nr. 96. |
| N. Janbu, L. Bjerrum og B. Kjærnsli (1956) | Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. NGI-publikasjon nr. 16. |
| T. Føyn, Norconsult AS (2011) | Geoteknikkdagen 2011. Avløpsprosjektet Midgardsormen. Sekantpeler brukt som avstivning av 25 m dyp sjakt i kvikkleire. |
| E. H. Davis, M. J. Gunn, R. J. Mair og H. N. Senevirate (1980) | The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive materials. Geotechnique, b. 30, nr. 4, s. 397 - 416. |
| K. Y. Lo, M. C. Ng og R. K. Rowe (1984) | Predicting settlement due to tunneling in clays. Tunneling in Soil and Rock; proceedings of ASCE Conference. Atlanta, GA 1984. |

**NYTTE AV CPT-SONDERING SOM GRUNNLAG FOR Å Plassere PORETRYKKS-
MÅLERE I RIKTIG DYBDE****The use of CPTU results to determine appropriate installation depths for piezometers**

Sivilingeniør Gunvor Baardvik, NGI
Sivilingeniør Else Motzfeldt, Jernbaneverket
Cand. scient. i geologi Jørn Harald Grøndal, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Jernbaneverket har utført grundige forundersøkelser under planlegging av Follobanen, blant annet kartlegging av poretrykk. I delparsell Innføring Oslo S ble det innledningsvis registrert poreovertrykk i grunnen for enkelte borhull og i noen få poretrykksmålere. Ved å sammenstille data fra CPT-sonderingene og poretrykket som ble registrert, kunne man observere at målerens plassering og avstand fra vannførende lag hadde stor betydning for måleresultatet. Videre ble data fra CPT-sonderinger lagt til grunn for valg av dybde når det skulle etableres supplerende målere, noe som viste seg å ha god effekt på å lokalisere og treffe vannførende lag og få flere følsomme målere. Ved å treffe de vannførende lagene, kan det gi flere meters variasjon i måleverdier i forhold til når måleren står i et lag med tett leire.

SUMMARY

During the planning of The Follo Line from Oslo to Ski, The Norwegian National Railway Administration have carried out thorough investigations, including the mapping of pore pressures in the area. Around the Approach to Oslo S, artesian water pressures were identified in a few of the installed piezometers and observed when drilling boreholes. By compiling data from CPTUs and the pore pressures recorded, it could be observed that the piezometer's location and vertical distance from aquifers were of great significance to the results. Following this, data from CPTUs were taken into account when deciding the installation depths for supplementary piezometers. This proved to be an effective method for locating aquiferous layers so that more piezometers could be installed in these sensitive locations. Measuring pore pressures in the aquifers can give results varying several meters from the results measured in under- or overlying clay layers.

INNLEDNING

Under planleggingsarbeidene for Follobanen har Jernbaneverket utført en rekke forundersøkelser over flere år og i flere planfaser. I dette programmet er også poretrykk og hydrogeologiske parametere kartlagt. Det er plassert poretrykksmålere og overvåkningsbrønner langs traséen fra Oslo til Ski. NGI har sammen med GeoVita planlagt og utført grunnundersøkelser og miljøkartlegging for Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen og Jernbaneverket på delparsell Innføring Oslo S.

For delparsell Innføring Oslo S viser poretrykksmålerne stor variasjon, fra artesisk overtrykk til poretrykksnivå som ligger lavere enn forventet i forhold til observert grunnvannshøyde.

Måleresultatene ser ut til å avhenge sterkt av om målerne står i kontakt med vannførende lag eller ikke.

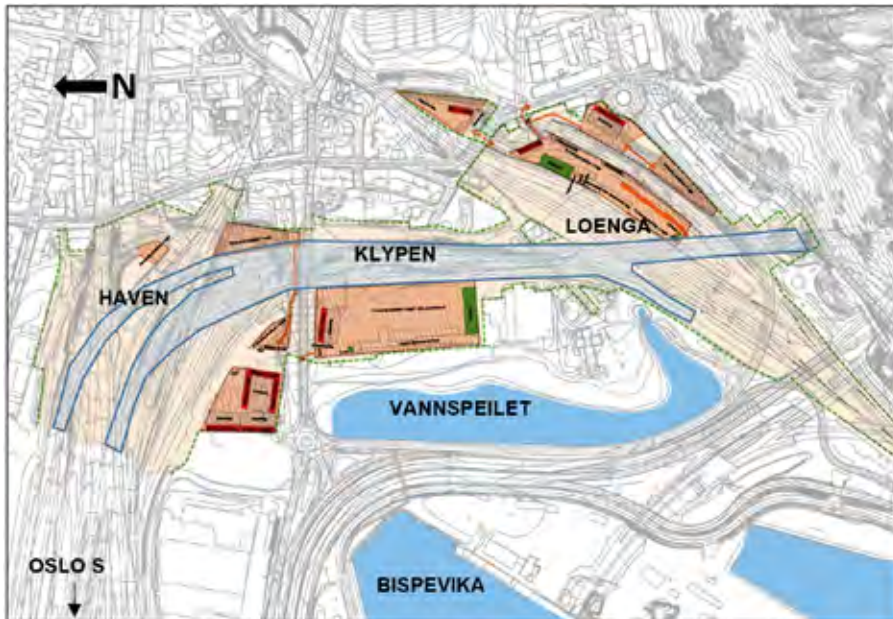
KORT OM FOLLOBANEN OG DELPROSJEKT INNFØRING OSLO S

Follobanen er et jernbaneprojekt med 22 km nytt dobbeltspor fra Oslo sentralstasjon til Ski stasjon. Geografisk er prosjektet delt i tre:

- Innføring Oslo S
- Tunnel fra Mosseveien ved Ekebergskråningen i Oslo til Roås ved Langhus i Ski
- Dagsone i Ski med nye Ski stasjon

Av grunnarbeid omfatter prosjektet også tverrslagstunneler, riggområder og deponier.

Delprosjekt Innføring Oslo S strekker seg fra Nordenga bru til Mosseveien og vil i store deler av strekningen gå i løsmassekulverter.



Figur 1 Oversiktskart over planområdet for Follobanens innføringsområde på Oslo S.

GRUNNFØRHOLD

Grunnundersøkelsene i traséen for ny jernbane innenfor delparsell Innføring Oslo S viser at løsmassene består av fyllmasser i toppen med tykkelse varierende mellom en og fem meter. Under fyllmassene sees spor av finsand og silt som raskt går over i siltig leire og leire. Leira er stedvis sensitiv og det er påvist kvikkleire på Loenga i deler av Klypen. Leira er vurdert til å være tilnærmet normalkonsolidert. I leiravsetningen er det registrert flere tynne, vannførende lag av finsand og silt.

Grunnundersøkelsene indikerer videre at det er faste, grovere masser i varierende tykkelse mellom leira og berg. Flere steder måles det et poreovertrykk i sandlagene og i de grovere massene ned mot berg. Dybdene til berg varierer mellom ca. 20 og 60 m.

PORETRYKK

For delparsell Innføring Oslo S er det etablert poretrykksmålere i flere omganger. I hovedplanfasen er det satt 13 målere for å få innblikk i grunnvannssituasjonen og poretrykket i området generelt. På det tidspunktet målerne ble etablert, dekket de to alternative traséer gjennom Gamlebyen i Oslo. Fram til 2011 ble målerne lest av manuelt.

I detaljplanfasen, når trasévalget var klart, ble det i 2012 og 2013 supplert med flere poretrykksmålere langs den valgte linja. Målerne er satt med tanke på å få data som grunnlag for prosjekteringen, og dybdene er valgt for å få en god oversikt over poretrykket med dybden. Før målerne ble satt, så vi på utførte totalsonderinger og valgte nivå for målerne. En oversikt over målere som er etablert pr. september 2014 er vist i figur 2. Målerne ble installert i henholdsvis 2009 (Rambøll, 2009) og i 2012/2013 (Jernbaneverket, 2013a, b og f). Målerne logges kontinuerlig og overvåkes av Bioforsk. De finnes presentert i web-grensesnitt.



Figur 2 Målepunktene for poretrykk som Bioforsk overvåker for Jernbaneverket i tilknytning til Follobanen Innføring Oslo S. Grønne punkter er piezometer i berg, røde punkter står i løsmasser. Ref. http://bioweb07.bioforsk.no/follobanen_grunnvann/

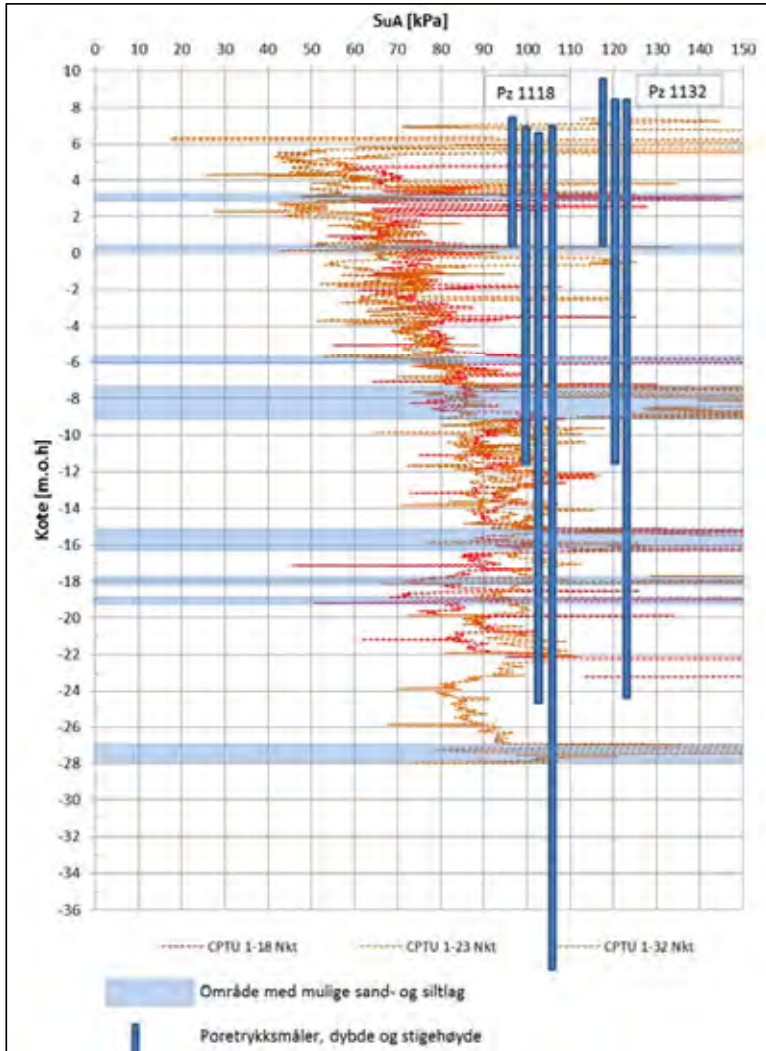
Etter hvert som programmet for grunnundersøkelser ble gjennomført, ble det også utført CPT-sonderinger og tatt opp prøveserier. Det kunne observeres at det var fine lag i massene som var mer permeable enn omkringliggende leire. Det ble også registrert at det kom vann opp fra enkelte borhull etter boring, og man kunne konkludere med at det var overtrykk i enkelte vannførende lag i massene.

Rapport "Grunnundersøkelser for Gamlebyringen, Vestre lenke. 9.del: Setninger" fra Oslo kommune, Geoteknisk kontor (Oslo kommune, 1967), omhandler store setninger på bebyggelsen i Gamlebyen på grunn av pelearbeidene for Loenga motorveibru på tidlig 60-tall. Der er det også registrert poreovertrykk i målinger, se figur 3.



Figur 3 Registrert lekkasje fra borhull, poreovertrykk i poretrykksmålere og område hvor det var funnet poretrykk for Loenga bru på 1960-tallet.

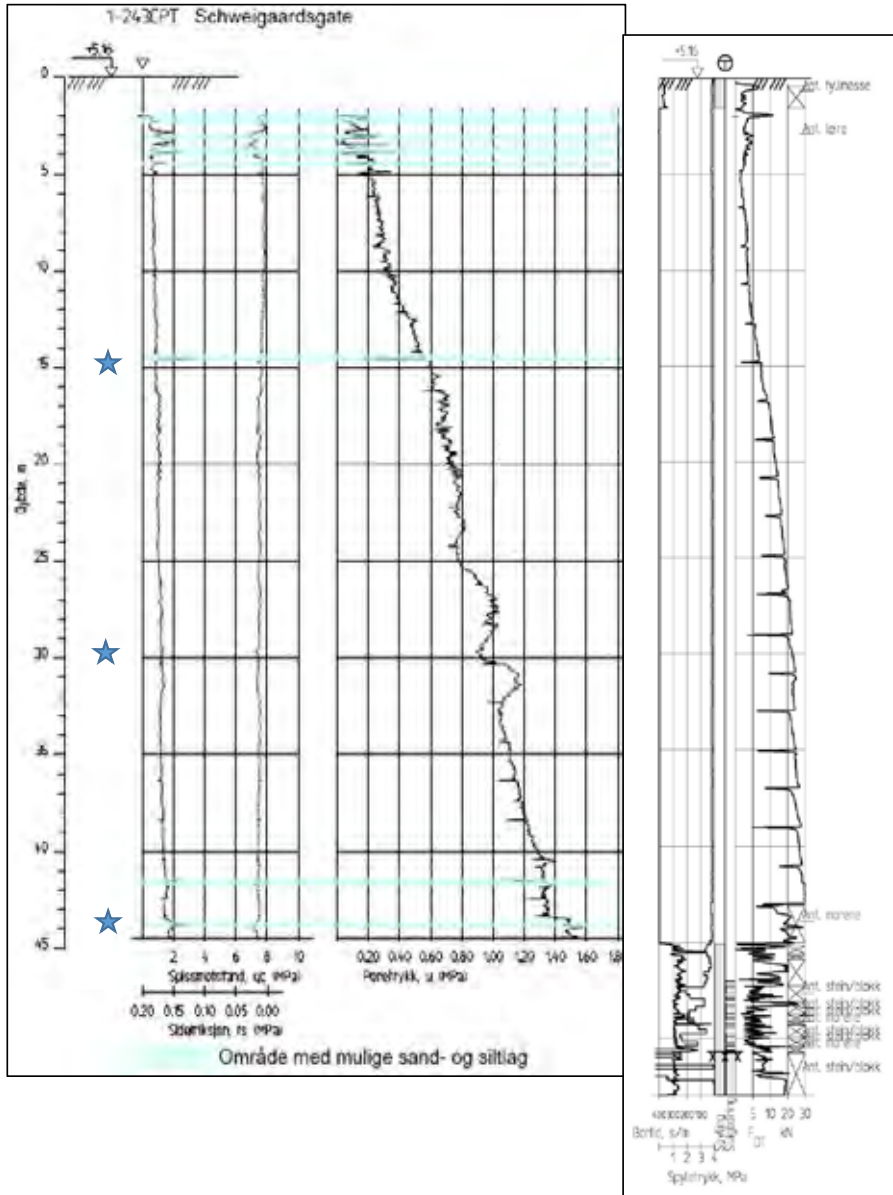
Poreovertrykket som ble observert og som man etter hvert ble veldig klar over at var tilstede i store deler av det kartlagte området, var imidlertid ikke like lett å se ved å se på måledataene fra poretrykksmålerne. Ved å plote det målte poretrykket sammen med tolkede CPT-sonderinger fra nærliggende borpunkt, kunne man imidlertid tolke at måleresultatene så ut til å avhenge av om målerne sto i kontakt med de vannførende lagene eller ikke. Se f.eks. venstre stolpe på måler Pz 1132 i figur 4. Ved å bruke de tolkede CPT-kurvene får man større utslag på spissmotstanden og det er lettere å se de vannførende lagene.



Figur 4 Mulig vannførende lag i leiravsetningen er tolket og vist med lys blå farge. Stighøyden eller vanntrykket som er målt i poretrykksmålerne i de ulike lagene er vist med mørkeblå søyler. Terreng i både målepunkt Pz1118 og Pz1132 ligger på kote 10,4.

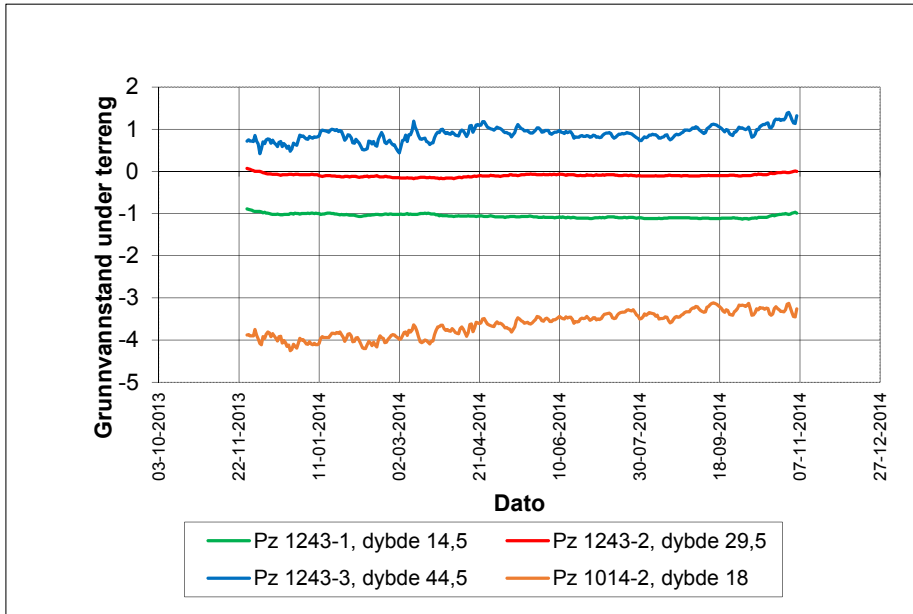
VIDERE UNDERSØKELSER

Da det skulle settes ned en supplerende runde poretrykksmålere, ble det først utført totalsonderinger. De viste ikke utpregede lag som kunne være vannførende, med unntak av morenelaget over berg. I samråd mellom Jernbaneverket og NGI ble det vurdert at det kunne være hensiktsmessig å ta en CPT-sondering for hvert nye målepunkt før vi valgte nivå for poretrykksmålerne. Dette ble gjennomført og benyttet som grunnlag for valg av måledyp, se figur 5.



Figur 5 Sammenstilt CPT-sondring og totalsonderingsprofil for plassering av poretrykksmålere i punkt Pz 1243. Dybdene som målerne ble satt i er markert med stjerne langs dybdestolpen, på dybde 14,5m, 29,5m og 44,5 m.

Figur 6 viser et bilde av målt poretrykk mot tid for målerne fra poretrykksmålepunkt Pz1243.



Figur 6 Stigehøyde for de tre målerne i punkt Pz 1243. Observert grunnvannstand ligger på ca. 1,5 m under terreng. Alle tre målerne viser overtrykk. Måler Pz1014-2 som ligger i nærheten og som antas å ha spissen i leire, viser en lavere stigehøyde

Poretrykksmålerne i målepunkt Pz 1243 viser stor variasjon. Den dypeste måleren (blå strek) viser artesisk overtrykk som varierer mellom 0,5 og 1,5 m over terreng. Den dypeste måleren står i morenelaget over berg og viser variasjoner i poretrykksnivå som følger av årstidsvariasjoner som snøsmelting og teleløsning. I den midterste flukter stigehøyden med terreng. Den grunneste måleren har laveste stigehøyde, opp til 1 m under terreng. Observert grunnvannstand der måleren står er ca. 1,5 m under terreng og måleren viser i realiteten et poreovertrykk, selv om kurven ligger under terreng. Til sammenligning viser nærliggende målere i samme nivå (Pz 1014-2), men som står i leire, et poretrykk som tilsvarer hydrostatisk forhold.

Å velge måledybde basert på CPT-kurvene og variasjonen i den, viste seg å ha en god effekt på å lokalisere og treffe vannførende lag og få flere følsomme målere. Ved å treffe de vannførende lagene, kan det gi flere meters variasjon i måleverdier i forhold til når måleren står i et lag med tett leire.

REFERANSER

Jernbaneanlegget 2013 a

UOS-10-A-13093_00B. Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S

Datarapport supplerende grunnundersøkelser. Dato 2013.09.13

Jernbaneverket 2013 b

UOS-10-A-13084_00B. Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S. Datarapport grunnundersøkelser ifm. supplerende piezometre. Dato 2013.09.13.

Jernbaneverket 2013 c

UOS-10-A-13085_02B. Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S. Datarapport grunnundersøkelser. Dato 2013.09.16

Jernbaneverket 2013 d

UOS-10-A-13089, rev. 01B Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S. Datarapport grunnundersøkelser Klypen Vest. Dato 2013.09.16

Jernbaneverket 2013 e

UOS-10-A-13087_01B Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S. Geoteknisk fagrapport. Grunnforhold og jordegenskaper. Datert 27.september 2013.

Jernbaneverket 2013 f

OUS-10-A-13024_01B Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, Innføring til Oslo S. Geoteknisk fagrapport. Hydrogeologi. Datert 27.september 2013.

Oslo kommune, 1967.

Oslo kommune, Geoteknisk konsulent: Rapport "Grunnundersøkelser for Gamlebyringen, Vestre lenke. 9.del: Setninger". Datert 14.02.1967

Rambøll, 2009

Jernbaneverket utbygging, Nytt dobbeltspor Oslo-Ski, datarapport fra grunnundersøkelse. Oppdrag nr. 6080030, Rapport nr. 4, datert 11.11.2009.

**Partnere ved
Fjellsprenningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2014**

Gullsponsor:



The Chemical Company

www.master-builders-solutions.basf.no



www.oricamining.com

Sølvsponsor:



GLASOPOR®



Let's connect



BUILDING TRUST



**Arrangør
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund**

ISBN: 978-82-8208-044-6