2009

# FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 26. november 2009

# BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 27. november 2009

# GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 27. november 2009

ARRANGØR:

Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund

# FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

**Oslo, 26. november 2009**

# BERGMEKANIKK

**Oslo, 27. november 2009**

# GEOTEKNIKK

**Oslo, 27. november 2009**

***Hovedarrangør:***
**NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND**

***Redaksjon:***
Jan Kristiansen, Arne Engen, Roger Olsson, Siri Engen

**C Forfatterne, 2009**

**ISBN: 978-82-8208-015-6**

Fjellsprengningsdagen
26. november 2009
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
27. november 2009
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
27. november 2009
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

**FORORD**

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 26. – 27. november 2009.

Årets arrangement er det 47. 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

## TORSDAG 26. NOVEMBER

*Møteleder:* *Cand. Scient Jan Kristiansen, MULTICONSULT AS*

**0900 1.** **Åpning – Utdeling av årets gullfeisel**
*Professor Eivind Grøv, SINTEF geologi og bergteknikk*
*(formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk)*

**0920 2.** **Modern Large Diameter Rock Tunnels**
*President Lok Home, The Robbins Company, USA*

**0945 3.** **Neelum Jhelum. Et utfordrende vannkraftprosjekt i Azad Kashmir**
*Senior ingeniørgeolog Sverre Barlindhaug, MULTICONSULT AS*

**1005 4.** **Norsk tunnelteknologi – en ettertraktet salgsvare internasjonalt ?**
*Daglig leder Ola Woldmo, Woldmo Consulting AS*

**1025** **Pause**

**1040 5.** **E6 Steinkjer, utfordringer etter ras i Løsberga**
*Utbyggingssjef Ove Nesje, Statens vegvesen Region Midt /*

**1100 6.** **Tunnelstrategi, status november 2009**
*Sjefingeniør Ole Christian Torpp, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*

**1120 7.** **Digital tunnelteknikk – utfordringer og muligheter**
*Sivilingeniør Trond Petter Eide, Skanska Norge AS*

**1140 8.** **Historisk kvarter Bergensbanen**
*Teknisk sjef Roar Stenersen, Norsk Jernbanemuseum*

**1200** **Lunsj**

*Møteleder:* *Sivilingeniør Harald Pedersen, KF Entreprenør AS*

**1300 9.** **Nytt fra aktiviteten i NFF**
*Sivilingeniør Heidi Berg, ViaNova Systems AS*

**1315 10.** **Helseskade ved bergboring**
*RVO Knut Jarle Rødseth, leder for bergarb.gruppa til de reg.verneombudene*

**1335 11.** **Senking av veglinje og funn av gjenstående sprengstoff**
*Assisterende byggelederHarald Fagerheim, Statens vegvesen Region øst*

**1355 12.** **Oster Brudd AS – Bruddutvidelse i motbakke**
*Bergingeniør Vegard Løwø, Oster Brudd AS*

**1415** **Pause**

**1435 13. Bergbolter – kvalitet, krav og dokumentasjon**
*Markedssjef Jørn Reite, Vik Ørsta AS*

**1455 14. Alkalie fria sprutbetong acceleratorer – från cementkemi till projektutförande**
*FoU-sjef Betong Norden Martin Hansson, Sika*

**1515 15. Ny satsing på vannkraft ?**
*Seksjonssjef Espen Hammersland, BKK Produksjon AS*

**1535 Pause**

**1550 16. Elektroniske tennere – erfaringer fra norske forhold**
*Knut Tanbergmoen, Orica Mining Services*

**1610 17. A return to mining in Sør-Varanger – Sydvaranger Gruve AS**
*CE O John Sanderson, Sydvaranger Gruve AS / Northern Iron Ltd*

**1630 18. Nytt dobbeltspor Oslo – Ski**
**Vurdering av tunnelkonsept og drivemetode**
*Cand.Scient Anne-Katrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging*

**1650 Slutt**

**1945 Fellesmiddag**

# FREDAG 27. NOVEMBER

## FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK 2009

*Møteleder: Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS*

**0900 19. Klima, skred og samarbeid om beredskap**
*Geolog Svein Helge Frækaland, Statens vegvesen Region Vest*

**0920 20. Drenering av ustabilt fjellparti i Flåm, Aurland**
*Cand. Real Ulrik Domaas, NGI*

**0950 21. Skredet i Kattmarkvegen i Namsos**
*Professor Steinar Nordal, NTNU*

**1010 22. Rv. 70 forbi Oppdølsstranda – Skredhendelser, risikovurdering, sikringstiltak**
*Sivilingeniør Kjetil Moen, MULTICONSULT AS*

**1030 Pause**

**SESJON BERGMEKANIKK**

*Møteleder:* *Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI (formann i Norsk Bergmekanikkgruppe)*

**1100 23.** **Lederens 10 minutter**
*Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI*

**1110 24.** **Rock Mechanics Issue and Rock Support Practice for a Crusher Hall at Rana Gruber, Norway**
*Bergingeniør Trinh, Quoc Nghia, SINTEF Byggforsk*

**1140 25.** **Slutförvar för använt kärnbränsle i Forsmark – bergmekaniska frågeställningar**
*Rolf Christiansson, Svensk Kärnbränslehantering AB*

**1200** **Lunsj**

**1300 26.** **Tunnel Health Monitoring using Active Seismics**
*Dr. Conrad Lindholm, NORSAR stiftelsen*

**1320 27.** **Optimalisert gruvemodell basert på spenningsmåling**
*Bergingeniør Thomas B. Addison, Franzefoss Miljøkalk AS*

**1340 28.** **Novapoint Tunnel – Ny modul for geologi og bergsikring**
*Sivilingeniør Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*

**1400** **Pause**

**1420 29.** **Svart skifer – nye løsninger til et gammelt problem**
*Cand.Scient. Kim Rudolph-Lund, NGI*

**1440 30.** **Nytt dobbeltspor parallelt med ny firefelts motorveg langs Mjøsa**
*Prosjektleder Jan Ausland, Jernbaneverket Utbygging og*
*Prosjektleder Jarle Tangen, Statens vegvesen*

**1500 31.** **Håndbok for geologisk inspeksjon av tunneler**
*Sivilingeniør Anette Wold Magnussen, Statens vegvesen, Region Sør*

**1520** **Slutt**

**SESJON GEOTEKNIKK**

*Møteleder:* *Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS (formann)*

**1050 32.** **Formannens ti minutter**
*Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS*

**Skred**

**1100 33. Progressiv bruddutvikling i sensitiv leire**
*Sivilingeniør Anders S. Gylland, NTNU / SINTEF Byggforsk*

**1120 34. Berg studentby i Trondheim**
*Sivilingeniør Rolf H. Røsand, Rambøll Norge AS*

**1140 35. Skredfare vurdering og sikringstiltak etter kvikkleireskredet i Kattmarka, Namsos**
*Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI*

**1200 Lunsj**

**Offshore vind**

**1300 36. Regelverk for fundamentering av offshore vindturbiner**
*Sivilingeniør Liv Hamre, DNV Energy*

**1320 37. Fundamentering av jackets for vindmøller**
*Sivilingeniør Torstein Alm, Aker Jacket Technology AS*

**1340 38. Hva kan vi lære fra offshore olje og gass industri i forhold til fundamentering av vindtårn offshore**
*Sivilingeniør Per Magne Aas, NGI*

**1400 Pause**

**Fundamentering**

**1430 39. Nytt hovedkontor for DnB-NOR i Bjørvika - fundamentering på borede stålrørspeler**
*Sivilingeniør Arne Tveit Eigeland, MULTICONSULT AS*

**1450 40. Gjenvinningsanlegg for utrangerte oljeplattformer på Vats**
*Sivilingeniør Gry Brattensborg, Norconsult AS*

**1510 41. Frysefundamentering på Svalbard – 20 års erfaringer**
*Dr.ing. Arne Instanes, INSTANES POLAR AS*

**1530 Slutt**

**1600 Bjerrums foredrag**
*Jacques Locat, Laval University, Quebec*

**1800 Middag**

## DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2009

**1.** **Åpning – Utdeling av årets gullfeisel**
*Professor Eivind Grøv, SINTEF geologi og bergteknikk*
*(formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk)*

**2.** **Modern Large Diameter Rock Tunnels**
*President Lok Home, The Robbins Company, USA*

**3**. **Neelum Jhelum. Et utfordrende vannkraftprosjekt i Azad Kashmir**
*Senior ingeniørgeolog Sverre Barlindhaug, MULTICONSULT AS*

**4.** **Norsk tunnelteknologi – en ettertraktet salgsvare internasjonalt ?**
*Daglig leder Ola Woldmo, Woldmo Consulting AS*

**5**. **E6 Steinkjer, utfordringer etter ras i Løsberga**
*Utbyggingssjef Ove Nesje, Statens vegvesen Region Midt*
*Ingeniørgeolog Kine W. Jacobsen, Sweco Norge AS*

**6**. **Tunnelstrategi, status november 2009**
*Sjefingeniør Ole Christian Torpp, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*

**7**. **Digital tunnelteknikk – utfordringer og muligheter**
*Sivilingeniør Trond Petter Eide, Skanska Norge AS*

**8**. **Historisk kvarter Bergensbanen**
*Teknisk sjef Roar Stenersen, Norsk Jernbanemuseum*

**9.** **Nytt fra aktiviteten i NFF**
*Sivilingeniør Heidi Berg, ViaNova Systems AS*

**10.** **Helseskade ved bergboring**
*RVO Knut Jarle Rødseth, leder for bergarb.gruppa til de reg.verneombudene*

**11.** **Senking av veglinje og funn av gjenstående sprengstoff**
*Assisterende byggelederHarald Fagerheim, Statens vegvesen Region øst*

**12.** **Oster Brudd AS – Bruddutvidelse i motbakke**
*Bergingeniør Vegard Løwø, Oster Brudd AS*

**13**. **Bergbolter – kvalitet, krav og dokumentasjon**
*Markedssjef Jørn Reite, Vik Ørsta AS*

**14.** **Alkalie fria sprutbetong acceleratorer – från cementkemi till projektutförande**
*FoU-sjef Betong Norden Martin Hansson, Sika*

**15.** **Ny satsing på vannkraft ?**
*Seksjonssjef Espen Hammersland, BKK Produksjon AS*

**16.** **Elektroniske tennere – erfaringer fra norske forhold**
*Knut Tanbergmoen, Orica Mining Services*

**17.** **A return to Mining in Sør-Varanger – Sydvaranger Gruve AS**
*CEO John Sanderson, Sydvaranger Gruve AS / Northern Iron Ltd*

**18.** **Nytt dobbeltspor Oslo – Ski. Vurdering av tunnelkonsept og drivemetode**
*Cand.Scient Anne-Katrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging*
*Cand.Scient Bjørnar Gammelsæter, Jernbaneverket Utbygging*

## DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

**19.** **Klima, skred og samarbeidom beredskap**
*Geolog Svein Helge Frækaland, Statens vegvesen Region Vest*

**20.** **Drenering av ustabilt fjellparti i Flåm, Aurland**
*Cand. Real Ulrik Domaas, NGI*
*Cand. Real Eystein Grimstad, NGI*
*Ph.D. Andreas A. Pfaffhuberg, NGI*
*Ph.D. Sylfest Glimsdal, NGI*

**21.** **Skredet i Kattmarkvegen i Namsos**
*Professor Steinar Nordal, NTNU*
*Claes Alén, Chalmers*
*Arnfinn Emdal, NTNU*
*Leif Jendeby, Vägvärket Sverige*
*Einar Lyche, Rambøll*
*Christian Madshus, NGI*

**22.** **Rv. 70 forbi Oppdølsstranda – Skredhendelser, risikovurdering, sikringstiltak**
*Sivilingeniør Kjetil Moen, MULTICONSULT AS*
*Sivilingeniør Tore Humstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet*

## BERGMEKANIKKDAGEN

**23.** **Lederens 10 minutter**
*Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI*

**24.** **Rock Mechanics Issue and Rock Support Practice for a Crusher Hall at Rana Gruber, Norway**
*Bergingeniør Trinh, Quoc Nghia, SINTEF Byggforsk*
*Arne Myrvang, SigmaH*
*Pål Drevland Jakobsen, SINTEF / NTNU*
*Susanne Nævermo Sand, Rana Gruber AS*

**25.** **Slutförvar för använt kärnbränsle i Forsmark – bergmekaniska frågeställningar**
*Rolf Christiansson, Svensk Kärnbränslehantering AB*

**26.** **Tunnel Health Monitoring using Active Seismics**
*Dr. Dominik H. Lang, NORSAR stiftelsen*
*Dr. Conrad Lindholm, NORSAR stiftelsen*
*Dr. Ulrich Polom, Leibnitz Institute for Applied Geophysics (LIAG), Hannover*

**27.** **Optimalisert gruvemodell basert på spenningsmåling**
*Bergingeniør Thomas B. Addison, Franzefoss Miljøkalk AS*

**28.** **Novapoint Tunnel – Ny modul for geologi og bergsikring**
*Sivilingeniør Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*

**29.** **Svart skifer – nye løsninger i et gammet problem**
*Cand.Scient. Kim Rudolph-Lund, NGI*
*Sivilingeniør Erik Endre, NGI*

**30.** **Nytt dobbeltspor parallelt med ny firefelts motorveg langs Mjøsa**
*Prosjektleder Jan Ausland, Jernbaneverket Utbygging*
*Planleggingsleder Jarle Tangen, Statens vegvesen*
*Informasjonsleder Trude Isaksen, Jernbaneverket*

**31.** **Håndbok for geologisk inspeksjon av tunneler**
*Sivilingeniør Anette Wold Magnussen, Statens vegvesen Region Sør*
*Sivilingeniør Audun Langelid, Statens vegvesen Region Sør*

## GEOTEKNIKKDAGEN

**32.** **Formannens ti minutter**
*Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS*

**33.** **Progressiv bruddutvikling i sensitiv leire**
*Sivilingeniør Anders S. Gylland, NTNU / SINTEF Byggforsk*

**34.** **Berg studentby i Trondheim**
*Sivilingeniør Stein-Are Strand, Rambøll Norge AS*
*Sivilingeniør Rolf H. Røsand, Rambøll Norge AS*

**35.** **Skredfare vurdering og sikringstiltak etter kvikkleireskredet i Kattmarka, Namsos**
*Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI*
*Sivilingeniør Odd Gregersen, NGI*
*Sivilingeniør Ragnar Moholt, NGI*
*Sivilingeniør Mads Johnsen, NVE*

**36.** **Regelverk for fundamentering av offshore vindturbiner**
*Sivilingeniør Liv Hamre, DNV Energy*
*Dr. Knut Olav Ronold, DNV Energy*

**37.** **Fundamentering av jackets for vindmøller**
*Sivilingeniør Torstein Alm, Aker Jacket Technology AS*

**38.** **Hva kan vi lære fra offshore olje og gass industri i forhold til fundamentering av vindtårn offshore**
*Sivilingeniør Per Magne Aas, NGI*

**39.** **Nytt hovedkontor for DnB-NOR i Bjørvika - Fundamentering på borede stålrørspeler**
*Sivilingeniør Arne Tveit Eigeland, MULTICONSULT AS*
*Sivilingeniør Andreas Berger, MULTICONSULT AS*

**40.** **Gjenvinningsanlegg for utrangerte oljeplattformer på Vats**
*Sivilingeniør Gry Brattensborg, Norconsult AS*
*Sivilingeniør Trude Nyheim, Norconsult AS*
*Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS*

**41**. **Frysefundamentering på Svalbard – 20 års erfaringer**
*Dr.ing. Arne Instanes, INSTANES POLAR AS*
*Sivilingeniør Johanna Lohne Rongved, Sweco Norge AS*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# NYE UNDERVERKER SKAPES I UNDERGRUNNEN
# NEW WONDERS UTILISING THE SUB SURFACE

Prof. Eivind Grøv
Formann i NFF
Forskningsleder SINTEF geologi og bergteknikk

Kjære kollegaer, venner og godtfolk.

Velkommen til Oslo, til SAS-hotellet og velkommen til den 47. Fjellsprengningskonferansen i regi av Norsk Forening for Fjellsprengingsteknikk (NFF).

Atter en gang er det tid for å samle den norske tunnel- og gruveindustrien til dette tradisjonelle arrangementet med faglig og festlig profil. Som formann i foreningen benytter jeg anledningen til å skrive noen ord til dere her innledningsvis.

## SAMMENDRAG

På verdensbasis har vi vært igjennom en finanskrise som oppstod på ettersommeren i fjor, den er blitt opplevet ulikt i forskjellige bransjer og industrier, og også ulikt i forskjellige geografiske områder både her hjemme og ute. I tillegg påstås det at verden har opplevet to ytterligere kriser samtidig; innovasjonskrise og verdiorienteringskrise som sammen har skapt en global supersyklus med resesjon. Dog, enhver krise har potensialet til å styrke samfunnet dersom vi er i stand til å akseptere den. Dette sammen med en veldig befolkningsvekst og flere og større "megacities", med dertil økende forbruk av tilgjengelige ressurser og bruk av teknologi endres den "blå planet" og dens evne til å være vårt vertskap. Av jordens overflate er det faktisk drøyt 5% som er kultivert og anvendbar, og da kan man jo spørre hva fremtiden er. Lite som vitner om bærekraftighet så langt.

Man enes om at i et globalt perspektiv ligger fremtiden i ytterligere bruk av undergrunnen til beste for samfunnet for at vi skal kunne yte bærekraftig utvikling. Det er nyttig å tenke over når vi utøver våre ulike yrker knyttet til tunnel- og bergindustrien.

## SUMMARY

Globally we have had one year with financial recession. The recession hit hard in some industries and in some geographic areas, whilst some did not experience the crisis deeply. In addition to the classical financial crisis, there has been an innovation crisis and a value orientation crisis globally. However, any crisis has the potential to strengthen the society given that the society is able to accept the situation. At the same time the population on the "blue planet" is increasing and the number of mega-cities is growing, we are consuming and over-consuming the scarcity of natural resources and technologies. Our planet is dramatically changing. Around 5% of the earth's surface is actually available for cultivation. This is not sustainable development. What is the future of the earth?

Globally, there is no doubt that the future of the earth is to increase the utilisation of the underground. Sustainable development in the years to come would be to go underground.

ORD FOR DAGEN

Vil vi skape noe i nåtiden, som skal vare for fremtiden må vi ha kunnskap om fortiden. Fortiden er historien vår. Og er det noe tunnel- og bergindustrien er full av så er det historie. I fjor feiret bergutdanningen sitt 250 års jubileum, det er ett kvart årtusen siden man startet utdanning av fagfolk innen disse feltene. Ikke unaturlig startet dette på Kongsberg, før det ble flyttet til Gløshaugen og NTH. I år er det 100 år siden man ferdigstilte Bergensbanen, en banestrekning med en rekke tunneler og skjæringer, og andre anleggstekniske utfordringer. Hvilken politisk og ingeniørmessig bragd av fremsynte nordmenn det var å bestemme seg for å bygge den, og så gjennomføre det. Et nasjonalbudsjett på det tidspunktet ble investert for dette formålet. Det står respekt den dag i dag av den bragden.

Det er 40 år siden Armstrong som første menneske satte fotspor på månen, med en datakapasitet som i dag tilsvarer det man finner i en middels avansert lekedukke. Med vår tids risikoanalyser ville det vel neppe latt seg realisere. Hvordan ville en Sikker Jobb Analyse se ut for et prosjekt der 10-15 sekunder skilte mellom suksess og fiasko, for så nære var man å miste mannskapet i landingsmodulen. Vår statsminister etterlyser ”månelandinger”. Har vårt fagmiljø ambisjoner som er store nok og politikerne dristighet og fremsynthet nok for å skape nye ”månelandinger” innen tunnel- og bergindustrien? Bergensbanen var sin tids ”månelanding”. Og fagmiljøet har hatt andre senere, som jeg kommer tilbake til.

Om det var knyttet til Bergensbanens anleggsperiode at historiene om rallarenes liv oppstod vet jeg ikke, men at de lever fortsatt er i hvert fall riktig. Vårt tradisjonelle arrangement her er jo en hyllest til nettopp disse brave nordmenn. I dagens samfunn er det krav om bærekraftighet; bærekraftig utvikling, bærekraftig bygging, bærekraftig arealbruk osv. Rallarens innsats over Hardangervidda til Bergen den gangen, det var bærekraftig utvikling, og gjennom generasjoner har rallaren stått for bærekraftighet, lenge før begrepet var oppfunnet. Fra rallaren har vår industri en arv å ta vare på, en arv å forvalte og en arv som skal bringes videre. Gjennom denne tror jeg nok det vil dukke opp noen nye ”månelandinger” også i fremtiden. Det er godt å vite at det meste er ikke oppfunnet ennå.

Vårt fagmiljø er heldig. Bergmassen er et fantastisk byggemateriale, kan hende det beste byggematerialet av dem alle, og undergrunnen er en eventyrlig ressurs. Dette byggematerialet og kunnskapen om hvordan det best skal utnyttes til det gode for samfunnet sitter vårt fagmiljø inne med. Og det har vært et viktig utgangspunkt for de månelandingene som fagmiljøet faktisk har skapt gjennom årene. Noe å være stolte av for oss alle!

Røster har hevdet at vi er en industri som befinner oss ”I en teknologisk bakevje”. Det er imidlertid vanskelig å se at dette er en korrekt beskrivelse av norsk tunnel- og gruvebransje, og vi har vanskelig for å kjenne oss igjen i situasjonsbeskrivelsen som en slik røst hevder. Potensialet for å bli bedre er alltid tilstede, og gjerne best i verden om man vil, og derigjennom skape nye faglige og teknologiske ”månelandinger”.

Om norsk tunnelteknologi en gang var verdensledende er diskutabelt, innenfor enkelte områder er utsagnet korrekt, men det er ikke altomfattende. Her må man skille snørr og barter og være klar over en rekke faktorer som bestemmer hvorfor vi skulle kunne være verdensledende. Enkelte teknikker innenfor tunnelteknologi har vi ikke engang tatt i bruk i Norge, og det kan være mange årsaker til det, naturgitte forhold er lett å peke på. Så la oss enes om at vi skal bli best i de teknikker vi normalt benytter, men at tunnelteknologi er så mye, mye mer.

Det kommer en rekke tunnelturister til Norge for å se og lære norsk tunnelteknologi og det er ingenting som tyder på at denne trenden er avtagende. Våre medlemmer, byggherrer, entreprenører, konsulenter og leverandører, samt akademia stiller den teknologiske porten velvillig vid åpen. Det er aldri "nei" å få når man ber om få til et prosjektbesøk med et haleheng av utlendinger. Der er vi desidert verdensledende. Ingen har tilsvarende åpenhet rundt sine tunnelprosjekter. Takk til bransjen for det!

Er det grunnlag for å kunne få med seg faglig påfyll ved å komme til Norge? I 2008 arrangerte bransjen en internasjonal konferanse om sprøytebetong på Lillehammer, i juni i 2009 gikk Strait Crossings av stabelen i Trondheim. I 2010 arrangeres et Nordisk Bergmekanikkmøte i Norge. Og i 2011 er det en ny internasjonal sprøytebetongkonferanse, da i Tromsø. Fjellsprengningskonferansen har hatt stødige deltakerantall rundt 650 de siste årene, også med nordiske venner som deltar. Her finnes en sjenerøs, teknisk åpenhet som sikrer kompetanseoverføring til det brede lag i bransjen. Det er prisverdig og enestående.

Det norske folk disponerer og forvalter en eventyrlig naturressurs, berget er et byggemateriale med fantastiske egenskaper, som norsk tunnelteknologi har lært å nyttiggjøre seg av, og bergindustrien gjennom hundrevis av år har forskyndt seg av. Til glede for samfunnet. På dette er vi ubestridt verdensledende. Byggematerialet er imidlertid like lunefullt og skiftende i kvalitet som den prosessen som dannet det. Å etablere en tunnelteknologi som tar hensyn til disse skiftende forholdene har vært vår store styrke i Norge, det er en arv som videreføres gjennom for eks. Fjellsprengningskonferansen.

Vi har opplevd negativ fokus på tunnelbransjen i etterkant av for eks. Romeriksporten, Oslofjordtunnelen og Hanekleivtunnelen. Det er viktig å ta grep, ikke bare etter slike uheldige hendelser, men hele tiden. Forskning og uvikling av tunnelteknologi er en kontinuerlig prosess, dessverre er det minimalt med offentlige midler til slik virksomhet. Det er og lite FoU-virksomhet der man skulle tro slik aktivitet kunne finne sted; i prosjektene, hos byggherrene og entreprenørene. Her bør vi bli bedre.

NFF som norsk forening er medlem av en større internasjonal bransjeforening, ITA. I regi av ITA arrangeres det årlig en større konferanse som trekker opp mot 1000 deltakere, i 1999, i fbm dens 25 års jubileum ble den arrangert i Oslo. NFF deltar årlig med en felles norsk stand, noe som utvilsomt vekker oppmerksomhet blant våre internasjonale kollegaer. Standen er godt besøkt, og spesielt populære er NFF sine publikasjoner i den engelskspråklige serien. Disse bringer vi rykende ferske til ITA-konferansen, én nyutgivelse hvert år og de rives fort bort. Vi har et titalls norske tunnelteknokrater som deltar aktivt i arbeidsgruppemøter i ITA, og vi har norsk visepresident i ITA. NFF har i de senere årene også tatt initiativ til å gjennomføre 1- og 2-dagers seminarer; dette har funnet sted blant annet i India og Singapore. NFF deltok også ved kronprinsparets besøkt til Chile med tunnelforedrag. Nye tilsvarende seminar planlegges i Malaysia og Thailand. Det er god deltakelse og bred interesse for disse arrangementene. Norsk tunnelteknologi er ettertraktet i utlandet! Samtidig gir disse tiltakene oss mulighetene til å bringe kunnskap og kompetanse tilbake til Norge. Slike innspill er nødvendige for å kunne bringe vår tunnelteknologi videre, for å bli, eller opprettholde en verdensledende posisjon.

Like viktig som å delta i konferanser er det å delta i prosjekter i utlandet. Det er mye å lære ved det; faglig krevende, tunge dokumentasjonskrav osv. I en tid der det har vært mye å gjøre

på hjemmemarkedet har ikke grunnlaget for å delta internasjonalt vært tilstede, det er synd, for det gir påfyll til det å utvikle tunnelteknologi også for hjemmemarkedet.

Det har skjedd mye innenfor norsk tunnelteknologi gjennom de tre – fire siste ti-årene, både rent teknisk og med hensyn på rammebetingelsene for tunnelbransjen. Det er her vi kan finne våre faglige "månelandinger". Tunnelbransjen hadde først kraftverkene som oppdragsgivere og arena da utviklingen av moderne sprøytebetongteknologi startet opp, det som etter hvert ble kjent som våtsprøytemetoden. Såkalte High Performance TBM'er for fullprofilboring ble utviklet. Skjellettet for dagens kontraktsformer ble etablert med det typiske norske ekvivalentregnskapet og standard kapasiteter. Man gikk fra luftdrevne knematere til den spede starten på dagens fullautomatiske borrerigger med datastyring og avansert logging. Budsjettene var kan hende romslige, behovet for kreativitet var stor og ønsket om å komme i gang med produksjon var sterkt. Entreprenørene var mange, konkurransen hard og incitamentene for å øke effektiviteten var tilstede. Trykkhøyden i uforete trykksjakter nådde 1000m, innovative løsninger som vanngardiner og luftputekammer så dagens lys, likeså den norske spesialiteten "utslag under vann". Disse vannkraftprosjektene forsyner vårt land med ren, fornybar energi og vil fortsette å gjøre dette i overskuelig fremtid.

Så kom oljebransjen på banen; nedkjølte og trykksatte gasslager, råoljelager, alt i uforede bergrom, rørtunneler under vann, utslag under havet med opp mot 180 m vanndyp, nye utfordringer for den samme bransjen. Vi lar berget ta opp kreftene og sikre trygg og miljøvennlig lagring av ulike former for hydrokarboner.

Kraftstasjonshaller, kombinerte idretts- og sivilforsvarsanlegg, lagerhaller, renseanlegg med mer ble lagt i fjellhaller, dristigheten og hallbreddene økte. Det hele kuliminerte med den 62 meter brede Gjøvikhallen. Fra gruvebransjen kunne man hente kunnskap som dokumenterte store, usikrede men like fullt stabile bergrom. Bergmassens selvbærende og termiske egenskaper benyttes aktivt.

I dag er infrastrukturtunneler arvtagerne. Fjordkryssinger ned til 287m under havoverflaten, og verdens lengste vegtunnel åpen for alminnelig ferdsel. Høyhastighetsbaner i bynære strøk. Strenge krav til tetthet har skjøvet injeksjonsteknologien til en verdenstopp, få, om noen har kunnskap og utstyr for dette slik vi har. Prosjekter som har gitt trygg og stabil infrastruktur langs våre mange fjorder, mens andre sikrer viktige transportårer i vårt langstrakte land.

Tids- og kostnadseffektive metoder og løsninger så dagens lys. Arbeidsformer og tillitsforhold ble etablert som sikret at beslutninger ble tatt der behovet var, nemlig på stuff. Vi fikk kontraktsformer med balansert og avklart risikodeling. Bergets selvbærende kapasitet vurderes og forsterkes ved behov med bolter/sprutbetong til en permanent konstruksjon med spesifisert kvalitet. På disse områdene er vi verdensledende.

Dette var vår bransjes "månelandinger". Konseptene står seg svært godt fortsatt og vekker oppsikt på verdensbasis. Teknologiske gjennombrudd og viktige bidragsytere til bærekraftig utvikling av samfunnet.

Vi vet at norsk tunnelteknologi er en ettertraktet eksportvare; til Østen der Kina og Hong Kong, Singapore, India og Nepal er land som nyter godt av denne kompetansen. Til Syd-Amerika der vannkraftprosjekter bygges etter norsk lest tilpasset de lokale forholdene. For å nevne noe. Og også gruveindustrien nyter godt av denne kunnskapsspredningen. Noen tror muligens at det er et mål på suksess å spre norsk tunnelteknologi overalt, men vi skal være

klar over at norsk tunnelteknologi har sine begrensinger, disse begrensningene må vi som bransjeutøvere kjenne ellers kan det gå riktig så galt.

Det er imidlertid farlig å la seg blende av disse månelandingene, men de viser at bransjen kan, når den vil. Det er likevel viktig å ha kunnskap om historien vår og utviklingen av faget for å: øke bransjens selvbevisthet, påvirke omgivelsene og bedre vårt renommé i en kontinuerlig prosess.

Vi skulle gjerne sett større beløp pløyd inn i forskning, utvikling og udanning i tunnelbransjen, og innsatsen må gjerne komme fra det offentlige, Forskningsrådet, byggherrene, entreprenøren, leverandørene, det spiller igjen rolle. For å få til det må bransjen være attraktiv å skyte inn midler i, den samfunnsmessige nytten må dokumenteres, tunnelbransjens rolle må identifiseres og begrepet norsk tunnelteknologi defineres. Tunnelbransjen må være uforbeholdent nyfiken og ydmykt søkende etter kunnskap og viten, vi overlever en tøff internasjonal markedssituasjon kun ved å være i front faglig. Samtidig må det finnes incitament og rom for slik virksomhet i et samarbeidsklima mellom partene i bransjen som motiverer for slik utvikling. Her har vi potensial til å bli verdensledende. Samtidig innrømmes at ”å miste det teknologiske forspranget, det er farlig det”.

AVSLUTNINGSVIS

Teknologisk utvikling, og teknologiske forsprang er ofte drevet av visjoner om ”månelandinger”, prosjekter som i sin tid synes fullstendig gale blir drahjelp for innovasjonen der ideene og ambisjonene såes. ”Problemer i dagen, (bærekraftige) løsninger i grunnen” er NFF sin visjon. Tunnel- og gruvebransjen søker nye faglige ”månelandinger” for å gi overflaten tilbake. Det opptar bransjen faglig globalt også, hvordan motivere for å i enda større grad bygge i undergrunnen og frigjøre overflaten til mennesket.

Hva neste månelanding blir for den norske tunnel- og bergindustrien vet ikke jeg akkurat nå, men la meg utfordre fagmiljøet, utfordre det etablerte, sammen skal vi skape nye ”månelandinger”. Vår statsminister har etterlyst ”månelandinger”, vår bransje sitter på nøkkelen og muligheten. Rause byggherrer, kreative entreprenører, dristige konsulenter, utviklende leverandører, innovative forskere og nyskapende akademia skal i samspill utvikle nye ”månelandinger”! Som bærekraftig løsninger til samfunnets beste.

Kjære venner, da avslutter jeg med å ønske dere alle lykke til med årets Fjellsprengnings-konferanse, den 47de i rekken. På vegne av styret håper jeg dere alle får en positiv og minnerik opplevelse her, at dere benytter anledningen til å få litt faglig påfyll samt knytter nye kontakter og for øvrig koser dere sammen med kollegaer, venner og kjente innen vår kjære bransje.

Og så skal vi hedre noen av bransjens utøvere med Gullfeisel og Æresmedlemskap, som seg hør og bør.

Lykke til og Glück auf!

# MODERN LARGE DIAMETER ROCK TUNNELS

Lok Home, President, The Robbins Company

## SUMMARY

Recent experience and development of Hard Rock Tunnel Boring on most large diameter tunnels, especially above 8m in diameter, has shown that improved ground support is a prerequisite to improved monthly advance rates. The opinions and comments presented in this paper are heavily influenced by recent experiences on the 12.4m diameter Jinping Project, the 10m diameter AMR project and the 14.4m diameter Niagara Project.

## INTRODUCTION

While it is accepted that TBMs can perform well in good rock conditions, the data is less conclusive about difficult ground conditions.

Difficult ground can mean many things to the TBM designer. It can mean massive 350 MPa UCS quartzite with 75% silica. It can mean blocky conditions; severely jointed; squeezing; swelling; or fault zones. It can mean all or some of these adverse conditions coupled with varying amounts of water inflow. In a vast majority of long, large diameter tunnels, most of these conditions are encountered to a greater or lesser extent.

The fact is modern TBMs can effectively bore through all types of conditions and far exceed advance rates of Drill and Blast operations in each condition. For example, in good rock conditions of medium hard to soft stable rock, TBMs are without question able to achieve advance rates of 1,000 meters per month.

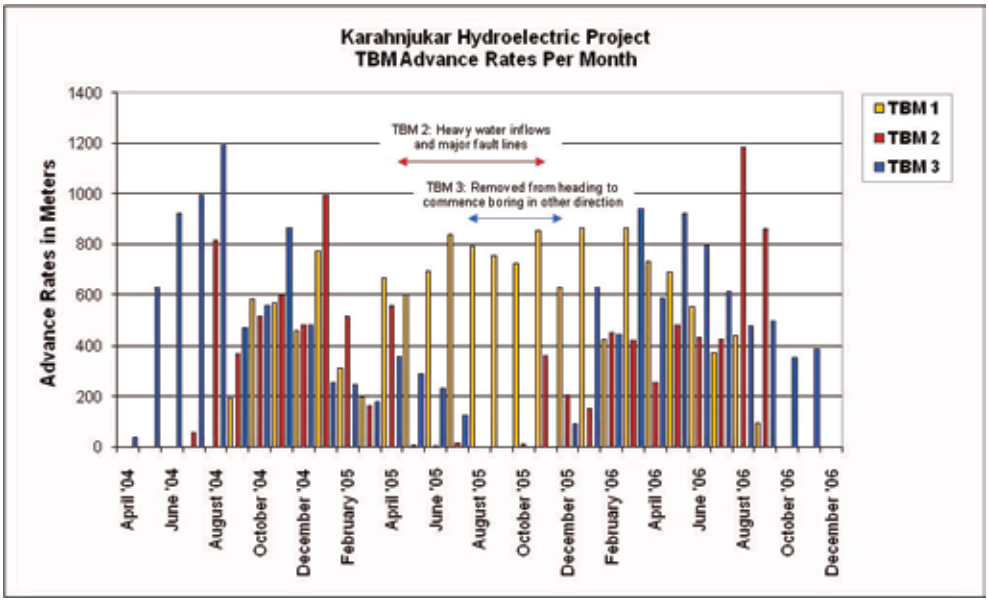



Figure 1 Kárahnjúkar, Iceland, Performance Record

| CABRERA PROJECT, SPAIN<br>9.6M DIAMETER DOUBLE SHIELD | | |
|---|---|---|
| **Record Performance Figures** | **First tube** | **Second tube** |
| Total excavation: | 5,974.4m | 5,966.4m |
| TBM started: | July 27, 2007 | May 5, 2008 |
| TBM holed through: | January 25, 2008 | September 25, 2008 |
| Average monthly advance | 995m | 1,330m |
| Top daily performance: | 83.2m/52 rings<br>(Dec 1, 2007) | 105.6m/66 rings<br>(July 19, 2008) |
| Top weekly performance: | 430.4m/269 rings<br>(Wk 47/2007) | 435m/290 rings<br>(Wk 30/2008) |
| Top monthly performance: | 1,600m/1,000 rings<br>(Nov 2007) | 1,688/1,055 rings<br>(July 2008) |

Figure 2 Cabrera Project, Spain, Performance Record

TBM Selection

There are five main types of TBMs that have been used to bore tunnels in rock: Main Beam, Single Shield, Double Shield, Earth Pressure Balance (EPB), and Slurry. The most classic or famous of these is the Open Main Beam TBM. This Open type has been further standardized to the Robbins floating gripper type, now manufactured by German and Japanese manufacturers. The big advantage of the floating gripper type is the access it provides to rock immediately behind the cutterhead for rock support. The Main Beam TBM is normally used with temporary non-concrete lining, whereas most other types of TBMs are used with segmental lining.

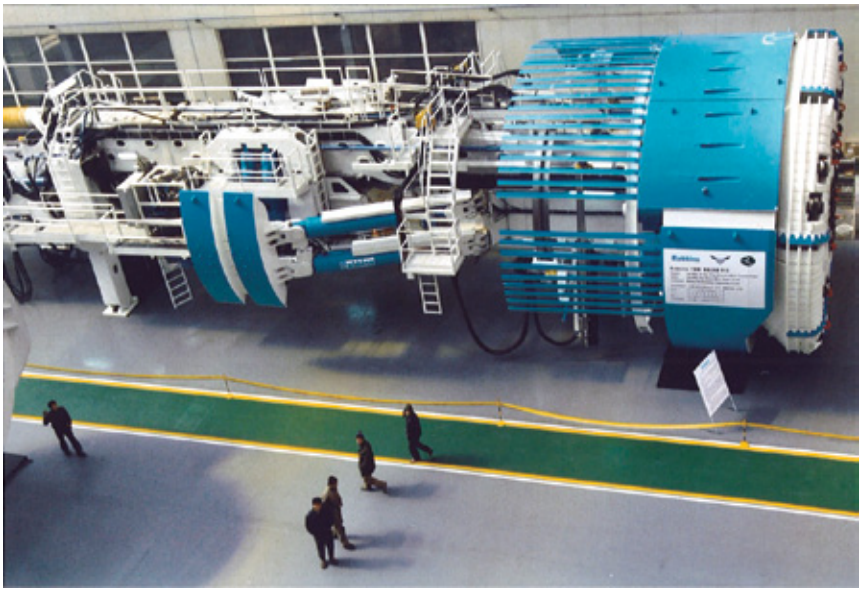


Figure 3 8.0 m Diameter Main Beam TBM

The Single Shield is often used in softer formations, though in difficult or hard rock conditions the design has several drawbacks. The TBM relies solely on thrusting off the segments for advance, often requiring larger than necessary segments. The operation is also cyclic: while segments are being placed boring is discontinued. Another big disadvantage is that there is no reverse force reaction to manipulate the shield when it starts to get trapped.

A further drawback of the Single Shield is the very poor access to the cutterhead area for ground conditioning with foams and grouts.

The Double Shield TBM has in recent years come into fairly common use, with key advantages in hard rock tunnels. The machine body is fully shielded to hold rock in place until the lining is set. Boring and segment erection happen concurrently. However, this TBM type also has its drawbacks. It is long and therefore prone to being trapped. The design is very poor with regard to access to the cutterhead for use of foams and grouts.

Though traditionally used in soft ground, EPB-type machines have also been used to excavate rock. In the past 40 years since the first use of EPB machines there have been substantial developments in this type of TBM. Great advances have been made in cutterhead design, use and application of foams, and design of the auger itself. Modern EPBs can be used with the correct additives in just about every type of ground from solid rock to flowing sand. With the correct additives they can also hold water pressure up to and over 10 bars while obtaining good advance rates.

However, water pressure in most long, large diameter tunnels can exceed 10 bars. In addition, for EPB machines to work effectively they must have an opening ratio of at least 30%, which is not desirable in blocky or jointed rock. The most detrimental fault of an EPB type machine when used in most rock is very high wear of all components in the cutterhead and screw conveyor. These components are in constant contact with rock and a lot of time rock under pressure. This high wear normally results in numerous "interventions", which involve stopping for several weeks or months for repair or replacement of components.

In addition to the above disadvantages, EPB-type machines also experience all the drawbacks of a simple Single Shield.

Slurry TBM machines are also used in rock excavation. The development in the design of slurry machines over the last 50 years has been significant. However, the author believes there has not been one rock tunnel that has been excavated with a Slurry TBM that would not have been more economical, and completed in a shorter time, by alternate methods. The high wear and complexity of operation in varying ground conditions make the Slurry machine extremely difficult to operate and maintain constant face pressure resulting in very high costs.

## LESSONS LEARNED IN LARGE DIAMETER ROCK BORING

In the past 10 years, there have been several key lessons learned in large diameter rock boring.

The main lesson: In all but homogeneous sedimentary formations, there is a very high degree of rock fallout at the face. This means that at any one time up to 50% or more of the face falls out in advance of boring. The effect is a result of jointing, bedding planes and fissures which occur normally in most rock formations. In these formations the forces of high-loading disc cutters in effect act as wood splitters. Small to large blocks of rock are wedged out, causing openings or voids culminating in larger blocks and larger voids. This is typically not a big problem because modern cutterheads are designed for partial face loading; however, problems occur when the voiding progresses outside the cut diameter. This often occurs in severely jointed ground, causing voids or cathedralling above the TBM. This phenomenon occurs whether the machine is an Open TBM or a shielded TBM. Such voids left untreated can cause the TBM to be stuck or eventually, if not properly back filled, can cause segment failure. This recently occurred on a project in Ecuador. As the diameter increases, the increase in face fallout goes up exponentially.

Figure 4 Rock fallout occurring while boring

The second lesson is that the TBM should have sufficient torque to start cutterhead rotation, and keep rotation even with a full face of loose rock against it. Such high cutterhead torque is common on EPB and Slurry TBMs, as they are always operating with a full face of material against the cutterhead. Today rock machines are designed with such high torques.

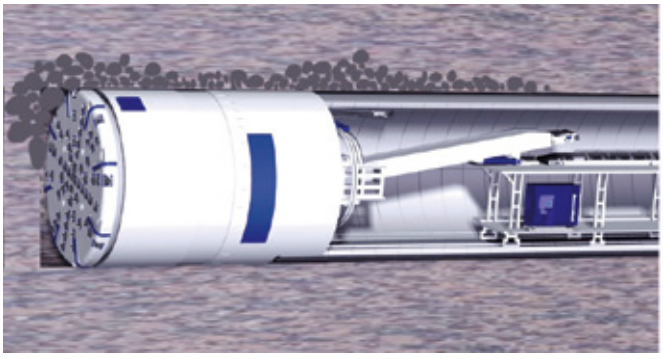


Figure 5 Schematic of Double Shield TBM with Loose Rock at the Face

However, unlike EPB or Slurry machines, a rock TBM needs high cutterhead RPM to achieve good advance rates. With modern variable frequency drives (VFDs) these torque and speed characteristics can be achieved.

The third lesson learned is that the amount of material that ends up on the TBM conveyor must be controlled. The volume of rock conveyed out should never be more than what is

contained in a normal advance (turned radius squared x π x 1.8 (expansion of rock)). If too much volume is excavated, then cathedralling is occurring and real problems can begin, requiring ground treatment or special ground support.

**GROUND SUPPORT**

With modern TBMs it is possible to advance with a full face of loose rock. There are two major types of ground support used in modern tunneling: continuous concrete segmented lining and temporary lining (shotcrete, rock bolts, etc.). Concrete segmented lining is very attractive because the TBM will hold the rock in place until all loose rock and soil can be supported by the segments. In some tunnels, depending on the geology, this process can be successfully achieved. In other tunnels, ground conditioning or temporary support is required even when using segments.

When using temporary lining in TBM boring, there is a good general rule: hold the loose rock in place and limit the expansion. This same principle is used in NATM. In order to facilitate this procedure, rock access must be available immediately behind the cutterhead.

In a modern TBM, rock access is becoming more and more available due to several design innovations:

- shorter front shields
- retractable shields
- shields that extend forward to immediately behind the gage cutters

To effectively keep the loose rock in place two main items are required:

a) a closed, slow-rotating cutterhead ingesting a controlled amount of rock; and,
b) setting of rock support immediately behind the front shield.

In order to effectively install lining immediately behind the front roof shield, rock anchors need to be placed into solid rock. The rock anchors support the wire mesh in combination with channel. Shotcrete should be selectively used if required.

The historic use of finger shields and 360° steel ribs is no longer advised, as their use permits ground expansion. In the author's opinion, there is limited justification for using 360° steel ribs in tunnels of larger than 7 – 8 meters in diameter. Steel ribs are complicated and difficult to erect. In addition the erector takes up valuable room needed for placing rock bolts, screens and shotcrete. The erected 360° steel rib is subject to failure from point loading. It is far more practical and time-efficient to use good rock anchors, mesh and channel. For large tunnels, it is very conventional to use man cage booms to place the rock support, as these booms eliminate a lot of the difficulties in accessing via platforms.

Figure 6 Failed Steel Rib after Rock Fall

A good addition to modern rock support is the McNally System. This system facilitates placing of lining immediately under the roof shield. The lining is pulled out of installed tubes as the TBM advances, supporting the rock and preventing its expansion.

An area of development required in large diameter rock boring is an intermediate lining between conventional temporary lining and full segment lining. This lining would have considerable use in the Scandinavian rock conditions. We visualize lining which can be bolted to the crown and bored wall that would be sufficient to control or even prevent rock spalling and water ingress.

**EXTREME CONDITIONS**

Extreme conditions are considered to be squeezing ground and water-filled fault zones. In such conditions features can be built into the TBM to make continuous progress through such zones possible and practical. For squeezing ground there are a number of options that can all be built into the TBM design: overcutting capability, invert thrusting, capability of placing yielding anchors, and capability of placing yielding temporary support. In such conditions, advance rates of 2 to 3 meters per day are possible.

When encountering water-filled fault zones several measures are available. First, continuous probe drilling 30 to 50 meters in advance of the TBM is recommended in all conditions. 360° probe and grout drilling is an option, while drilling through the face is also available. With today's modern grouts just about any formation of difficult ground can be consolidated. The tunnel operation needs to have a plan plus available materials to grout off fault zones.

In some extreme conditions, foam in combination with forepoling has been used to support the crown in advance of boring. A good example of this was on the Abdalajis tunnels.

The Abdalajis tunnels at 10m diameter encountered a water-filled running ground condition. After some experimentation the contractor was able to advance 2 – 3m per day using forepoling and foams.

Under other extreme conditions, heavy shotcrete in the L1 area on the tunnel walls has been used. The shotcrete is used to reform the tunnel wall to permit adequate gripping forces. This was extensively done on the Parbati tunnel. On the 6.8m diameter Parbati project in India, which was under plus 1500m of cover, rock bursting extensively occurred eventually causing wall cave-in immediately behind the cutterhead.

## EVOLUTION OF THE CUTTERHEAD

Figure 7 Main Beam TBM Cutterhead Kárahnjúkar, Iceland

The most important and key part of the TBM is the cutterhead. These cutterheads have gone through a tremendous evolution. Early designs were mounted with small 11" cutters on large spokes with large buckets. There was a generation of domed cutterheads which were thought to be more stable. Over the years, cutterhead bucket openings have gradually gotten smaller and more refined in shape, evenly ingesting the broken rock instead of gathering in large and small chunks. Modern cutterheads are crack resistant by the use of flex-acceptable materials and welding techniques. Strategically placed wear-resistant material is now commonly used. Rear-mounted cutters are now standard. The designs are more "smooth" to reduce torque when against a loose face of rock or large blocks. One of the most recent and biggest steps forward is the use of large 20" cutters, which have long wear life and can withstand the tremendous forces of blocky, hard rock.

**SUMMARY**

To summarize, key developments in larger diameter rock tunneling can be emphasized in a few main points:

- Be prepared, and expect large face fallout and the resulting cathedralling effect.
- Adapt modern rock support methods and strongly reconsider before specifying steel ribs as a temporary ground support for large diameter tunnels.
- Expect 15 to 20 meters per day in good rock; 5 – 15 meters per day in difficult rock; and 2 – 3 meters per day in extreme conditions.
- Have a well-schooled operating team familiar with ground support including foams, grouts, shotcrete applications and understand well the interface between rock and rock boring.

References

1. M. Kolenich, E. Gschnitzer, 2008. The Niagara Tunnel Project, Presented at The Tunneling Association of Canada conference in Niagara Falls, Canada.
2. W. Weber, H. Daoud, E. Fernandez, 2005. Challenging TBM – Tunnelling at Abdalajis/Spain, T&T International.
3. E. Schneider, 2008. Convergency Compatible Support System, T&T International.
4. W. Brundan, 2009. Robbins 10m Double Shield Tunnel Boring Machines on Srisailam Left Bank Canal Tunnel Scheme, Alimineti Madhava Reddy Project, Andhra Pradesh, India, Presented at RETC, Las Vegas, Nevada.
5. Record Advance Rates at Cabrera, December 2008. TunnelTalk.
6. J. Roby, Biaggio S. Carollo, Odd G. Askilsrud, Desiree Willis, 2008. Coping with Difficult Ground and 2000m of cover in Peru, ITA World Congress, Agra, India.

**FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK**
**BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009**

**Neelum Jhelum. Et utfordrende vannkraftprosjekt i Azad Kashmir**

Senior ingeniørgeolog Sverre Barlindhaug, Multiconsult AS

## Sammendrag

Neelum Jhelum vannkraftprosjekt ligger i den pakistanske delen av Kashmir. Det er et elvekraftverk hvor en ca 28 km tilløpstunnel kutter over en stor sving på elva Neelum. På den måten kan anlegget utnytte en høydeforskjell på ca 430 m.

Byggherre for prosjektet er WAPDA Pakistan Water & Power Development Authority. Detaljprosjekteringen ble fullført i 1997 av Norconsult og Norplan med støtte fra Norad, men av forskjellige årsaker ble det ikke besluttet igangsettelse før i 2007. I begynnelsen av 2008 undertegnet WAPDA kontrakt med den kinesiske entreprenøren CGGC og sommeren 2008 med Neelum Jhelum Consultant som skal ha ansvar for byggeledelse og detaljprosjektering. Dette selskapet er et joint venture mellom MWH fra USA, Norplan og de tre pakistanske firmaene NESPAK, ACE og NDC.

Kashmir er den østlige delen av Himalaya og er påvirket av de store regionale jordskorpebevegelsene. Det er to aktive forkastningssoner innenfor anleggsområdet. Den ene, Himalaya Frontal Thrust krysser tilløpstunnelen. Siste store bevegelse skjedde i 2005 med jordskjelvet som ble målt til 7,6 på Richters skala. Den andre sonen, The Main Boundary Thrust, går gjennom dammen, men det er ikke registrert bevegelser her i det siste.

Berggrunnen i anleggsområdet er dominert av Murree formasjonen som inneholder forskjellige sandsteinslag og lag av leirstein. Kartlegging indikerer at bergarten i hovedsak er steiltstående og vil krysse tunnelen vinkelrett.

Inntaket er planlagt med en knapt 45 m høy betongdam. Høyeste regulerte vannstand er ca 1010 m.o.h. Det er et 300 m langt sedimentasjonsbasseng før vannet blir sendt inn på en ca 28 km lang tilløpstunnel. Kraftstasjonen er planlagt med 4 generatorer og anlegget vil få en total installasjon på knapt 1000 MW.

Tilløpstunnelen ligger i et kupert fjellandskap hvor største overdekning vil bli nærmere 2.000 m og det er derfor ventet høye spenninger i berget rundt tunnelen. Siden bergmassene langs tunnelen vil komme til å skifte mye og det er ventet høye bergspenninger kan bergsikringen bli utfordrende. Topografien gjør det vanskelig med tverrslag slik at det stedvis må drives lange tunneler fra tverrslagene. Tunneldrivingen er derfor på kritisk linje for gjennomføring av prosjektet.

På vei fra inntaket til kraftstasjonen må tilløpstunnelen krysse Jhelum som ligger ca 230 m under høyeste regulerte vannstand.

**Abstract**
The Neelum Jhelum hydroelectric project is located in Azad Kashmir not far from the capital Muzaffarabad. The project will utilize the head where Neelum makes a large bend. The project will be a run of the river project with a 45 m high concrete dam at the intake. A 300 m long sedimentation basin will be constructed before the water enters a 28 km long headrace tunnel to the underground power house. The tailrace tunnel will be about 4 km. The power house is planned with an installation of nearly 1000 MW.

The project is located in the western part of Himalaya with active geology. Two large fault zones will be crossing the project. One of these zones was active in 2005 and resulted in an earthquake reaching 7.8 on the Richter scale. The headrace tunnel will cross this zone.

The other zone will run through the dam. There is no resent movement observed of along this fault line.

The bedrock in the area is dominated by different layer of sandstone and shale. The terrain along the tunnel line is hilly and the rock overburden will reach nearly 2.0 km. Excavation of the long headrace tunnel will be on the critical line for the project.

Another other big challenge for the project is when the headrace will crossing under Jhelum River. At the crossing the river is about 230 below the water level at the intake.

## Innledning

Neelum Jhelum vannkraftprosjektet ligger i det frie (Azad) Kashmir (sett med pakistanske øyne). Dette er en egen stat og prosjektet ligger sørøst i Kashmir nær byen Muzaffarabad som er hovedstaden staten. Kraftverket er planlagt med en installasjon på nærmere 1000 MW. Anlegget ligger nært India og inntaket er bare få km fra demarkasjonslinjen fra krigen i 1972. Anlegget ligger i elvene Neelum og Jhelum som er sideelver til Indus vassdraget. Anlegget vil utnytte høydeforskjellen mellom øvre og nedre del av en stor sving på Neelum elven. Kraftstasjonen og utløpet ligger nedstrøms for samløpet mellom Neelum og Jhelum.

Pakistan Water & Power Development Authority (WAPDA) som er byggherre, så på mulighetene av å utnytte dette vassdraget allerede på midten av 1980-tallet. Tidlig på 1990-tallet utførte Norconsult og Norplan et mer detaljert studium med økonomisk støtte fra Norad. I 1997 endte dette studiet i en anbudsbeskrivelse.

På grunn av mange uheldige omstendigheter og da særlig politiske, kom ikke anleggsarbeidene i gang umiddelbart etter at planleggingen var avsluttet. Kraftsituasjonen i Pakistan er for tiden prekær. Dette har sannsynligvis ført til et kraftig press på myndighetene og på WAPDA for å komme i gang med prosjektet og i slutten av 2007 undertegnet WAPDA kontrakt med den kinesiske entreprenøren CGGC for å bygge anlegget. De startet mobilisering på nyåret 2008 og første tunnelsalve kom vel 1 år seinere i februar 2009.

I utgangspunktet er byggetiden antatt til åtte år. WAPDA ønsker imidlertid ei kortere byggetid samtidig som fremdriften til nå indikerer at det kan gå lengre tid.

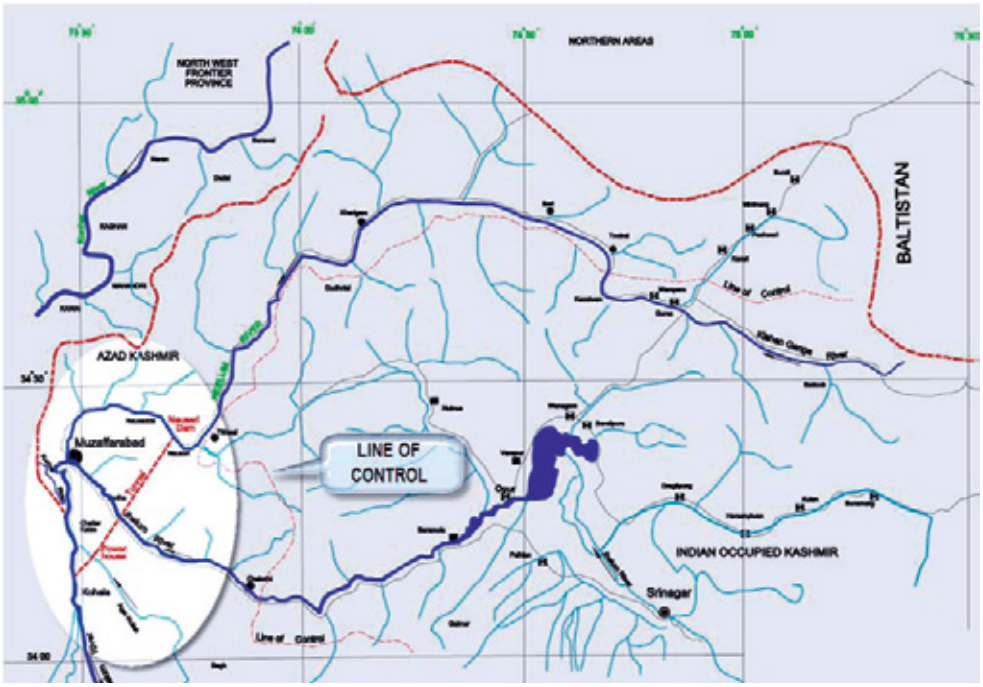



Fig 3.1

Vel ½ år etter at kontrakten med entreprenøren var signert, skrev WAPDA under kontrakten med Neelum Jhelum Consultant som skal være The Engineer for prosjektet. I tillegg til byggelederansvar inngikk også en gjennomgang av design og detalj prosjektering. Neelum Jhelum Consultant består av MWH international fra USA, Norplan og de tre pakistanske firmaene NESPAK, ACE & NDC.

## Topografi Geologi

Kashmir er den vestlige del av Himalaya og har mange fjelltopper over 8000 m. I anleggsområdet ligger elvedalene mellom 500 og 1000 m.o.h. mens fjelltoppene i nærområdet er mellom 2.000 og 5.000 m.o.h. Siden skogrensen er på ca. 4.000 m.o.h. er fjellene i området mest som skogkledde steile åser.

Geologien i området er dominert av Murree formasjonen som består av to hovedtyper med sandstein, en massiv type og en middels fast. Formasjonen inneholder også lag med svak leirstein. Leirsteinslagene er generelt relativt tynne og sjelden mer enn 10 meter tykke. Den er generelt så svak at den har en tendens til å gå i oppløsning kort tid etter at den er blitt eksponert. De forskjellige sandsteintypene er ofte flere 10 talls meter tykke. Erfaringen frem til nå kan indikere at den harde sandsteinen er dominerende.

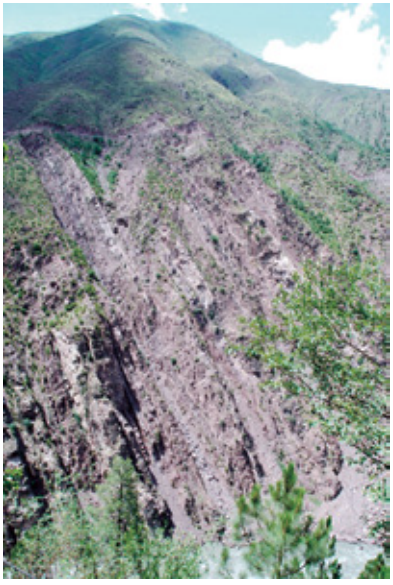


Fig 3.2

Kartlegging av bergartslagene indikerer at bergartslagene generelt er steile og at de vil komme til å krysse tilløpstunnelen tilnærmet vinklerett. Dette vil ventelig bli en gunstig orientering med tanke på bergstabiliteten, men det vil også bety hyppig skifting i bergkvalitet i tunnelen.

Overdekningen vil variere stort langs tunneltrasèen og dermed også bergspenningene i berget rundt tunnelen. Kombinasjonen av hyppig skifting i bergkvalitet og høye spenninger i berget rundt tunnelen vil gi store utfordringer med tanke på valg av optimal bergsikring. Vi antar at lagene med massiv sandstein vil kunne gi betydelig sprakefjell mens lagene med leirstein mest sannsynlig vil bli deformert og skvises inn i tunnelen når bergspenningene øker. Til nå har vi ikke fått erfare hvordan den hyppige skiftingen i bergkvalitet vil innvirke på spenningsfordelingen i berget rundt tunnelen. Det vil derfor bli spennende å se hvordan samspillet mellom svake og faste lag vil bli etter hvert som spenningene i berget øker.

Erfaringene frem til nå viser at sandsteinslagene ofte er vannførende. Når sandsteinslagene ligger mellom tette leirsteinslag vil grunnvann i sandsteinslagene kunne få økt trykk etter hvert som overdekningen øker.

Himalaya er et meget urolig geologisk område med mange aktive forkastninger. Innenfor anleggsområdet er det to meget aktive soner. Den ene Main Boundary Thrust følger store deler av Neelum dalen og vil blant annet krysse gjennom dammen.

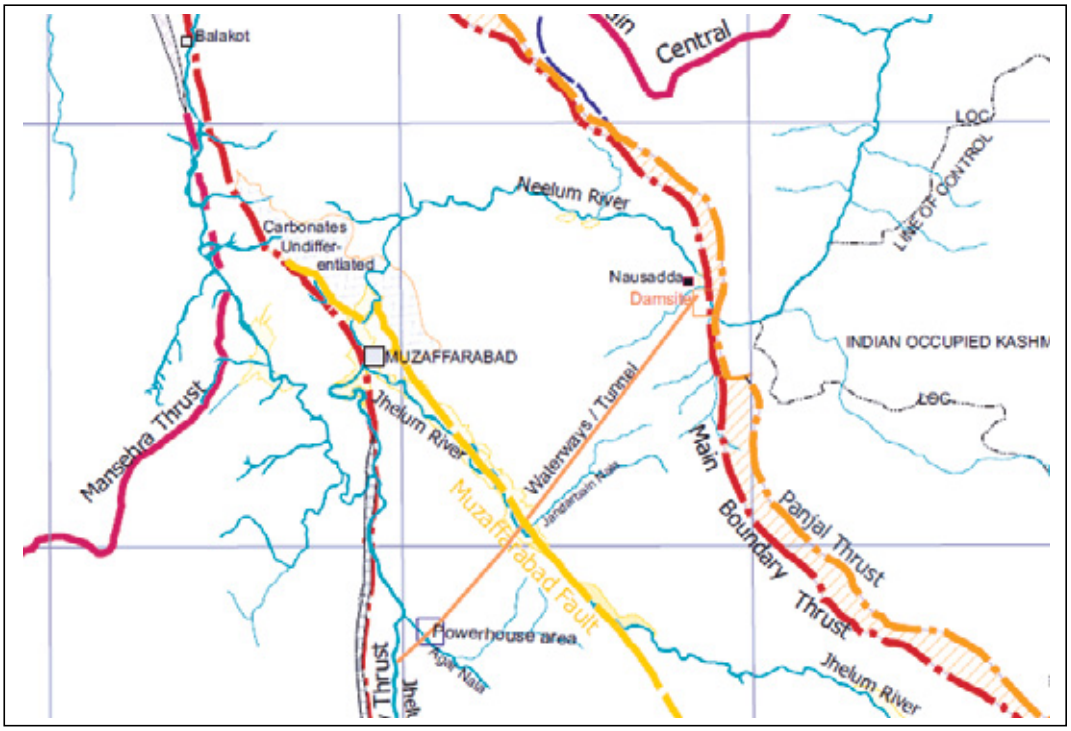



Fig 3.3

Den andre store sonen som vil berøre anlegget er Himalaya Frontal Thrust. Lokalt kalles den Muzaffarabad forkastningen. Den følger parallelt deler av Jhelum dalen og vil krysse

tilløpstunnelen like oppstrøms for krysningen med Jhelum dalen. Denne sonen var aktiv så seint som i 2005 og utløste et jordskjelv som ble målte til 7,6 på Richter skala. Episentret for skjelvet lå ca 10 km under overflaten ikke langt fra byen Muzaffarabad. Skjelvet forårsaket betydelige skade og kostet mer enn 75.000 menneskeliv. Bare i byen Muzaffarabad døde rundt 35.000. På oversiktskartet fig 3.3 går det frem at det er flere aktive forkastningssoner i området.

Lokalbefolkningen har opplyst at jordskjelvet førte til at mange dype sprekker åpnet seg i terrenget. Der tilløpstunnelen vil krysse forkastningssonen er det opplyst at flere av sprekkene var mellom 10 m og 20 m dype. De største sprekkene har enten rast igjen eller blitt fylt igjen, men det er fortsatt mange godt synlig sprekker i området (fig 3.4). De viser med all tydelighet at det har vært stor aktivitet i området.

Fig 3.4

## Beskrivelse av anlegget

Anlegget er planlagt som et elvekraftverk med en knapt 45 m høy betongdam for døgnmagasin. Det er planlagt et vel 300 m langt sedimentasjonsbasseng før vannet føres inn i tilløpstunnelen. Elvedalen er relativt smal i området slik at det vil bli tatt ut ca 3 mill $m^3$ masse for å få plass til sedimentasjonsbassenget.

Veien fra Muzaffarabad til inntaket følger svingen på Neelum. Til tross for at veien bare er ca. 45 km tar turen en vei ofte mer enn to timer. Dette har sammenheng med at veien er smale i de bratte dalsidene (Fig 3.5) og i tillegg har jordskjelvet i 2005 skadet veiene mye. For tiden pågår det oppgraderinger slik at fremkommeligheten er enda dårligere. Det er ikke mange omkjøringsmuligheter.

Fig 3.5

Plan og snitt over anlegget er vist på fig 3.6 og fig 3.7. Overføringstunnelen frem til kraftstasjon vil bli på vel 28 km og avløpstunnelen vil bli knapt 4 km. Det er planlagt i alt fem tverrslag inn til tilløpstunnelen. Det korteste tverrslaget er ca 300 m mens de øvrige er på rundt 2.000 m. Terrenget langs tilløpstunnelen er kupert og det er derfor ikke alltid enkelt å få til den mest optimale avstanden mellom tverrslagene. Spesielt vanskelig er det på strekningen fra inntaket og frem til Jhelum dalen. På denne strekningen vil tunnelen krysse under en fjelltopp på vel 3.000 m.o.h. slik at tunnelen på det meste får en overdekning på ca 2.0 km. På den denne strekningen er det vanskelig å etablere flere tverrslagene slik at avstand mellom de to første tverrslagene i tilløpstunnelen vil bli ca 14 km.

Fig 3.6

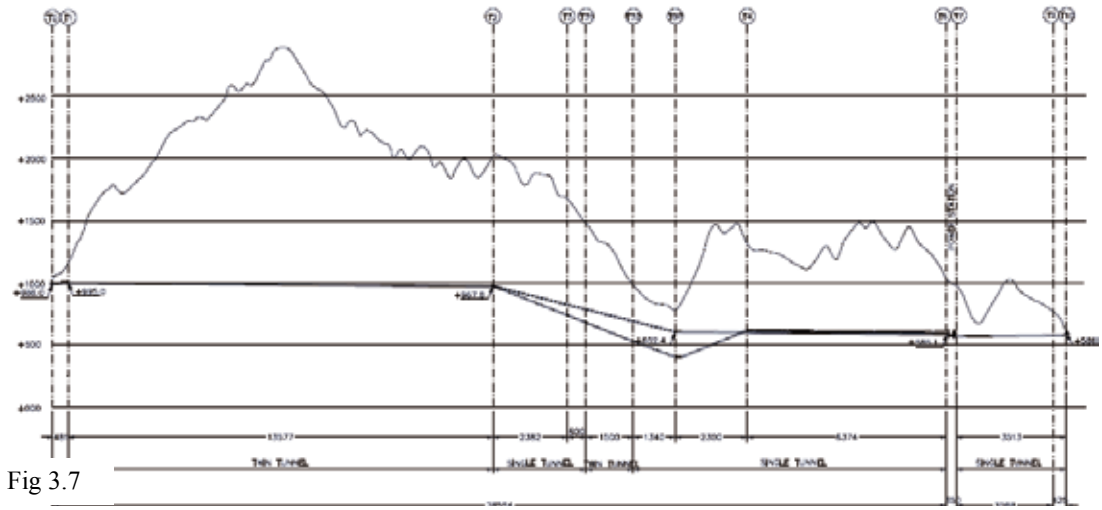


Fig 3.7

Tilløpstunnelen er designet etter norsk standard og er derfor uten betongforing. Den er i hovedsak planlagt med et tverrsnitt på 82 $m^2$. Driving av den ca 14 km lange tilløpstunnelen

mellom de 2 første tverrslagene ble i planleggingsfasen ansett som det tidsmessig mest kritiske for gjennomføringen av prosjektet. I tillegg til at selve tunneldrivingen vil komme på kritisk linje er det stor sannsynlighet for at høye bergspenninger vil kunne gi store sikringsutfordringer og dermed redusert fremdrift. For å øke drivehastigheten er det beskrevet at denne tunnelstrekningen skal utføres som to parallelle tunnel hver på vel 40 $m^2$.

Der tunnelen vil krysse den aktive Mazaffarabad forkastningen er det også forutsatt at tilløpstunnelen skal gå med to parallelle løp for å ha mest mulig kontroll med bergsikringen.

Neste store utfordring for tilløpstunnelen er kryssing av Jhelum som ligger ca. 780 m.o.h. eller ca 230 m under høyeste regulerte vannstand ved inntaket. I planleggingsfasen ble de vurdert enten grunn kryssing med stålforet tunnel eller en dyp kryssing hvor fjelloverdekningen for tunnelen tilfredsstilte beregningene for uforede trykksjakter. Resultatet fra disse vurderingene ble at en dykket løsning ble mest fordelaktig både med tanke på kostnader og tid. Lavbrekket på tunnelen kommer da til å bli liggende ca 380 m under Jhelum.

Den øvrige utformingen av anlegget vil bli mer tradisjonell. Kraftverket vil utnytte en vannhøyde på ca 430 m og er planlagt med fire turbiner hver på 243 MW. De vil bli plassert i en 120 m lang kraftstasjonshall i berg med bredde 21 m og største høyde ca 36 m. Det vil bli en separat transformatorhall med lengde 141 m, bredde 16 m og høyde ca 15 m.

Kraftstasjonskomplekset vil få en bergoverdekning på knapt 400 m. Det er ikke registrert noen store forkastninger i området, men utførte kjerneboringer indikerer at det er en del mindre svakhetssoner. Det er planlagt supplerende kjerneboringer når kabeltunnelen er kommet inn til kraftstasjonsområdet. Det vil da blant annet bli målt bergspenninger og kartlagt orientering av eventuelle svakhetssoner i området. På bakgrunn av disse undersøkelsene vil den endelige detaljplasseringen bli fastsatt.

## Anleggsstart

Entreprenøren var som tidligere nevnt, på plassen våren 2008. Det meste av året gikk med til å bygge camp ved de tre hovedanleggsområdene: Inntak, kryssing av Jhelum og kraftstasjon. Det var nesten ikke noe anleggsarbeid for selve kraftverkprosjektet i løpet av det første året fordi eieren, WAPDA, ikke var i stand til få ervervet de landområdene som var nødvendig for å kunne starte anleggsarbeidene. Oppgaven med landervervelse har ikke vært enkel for WAPDA fordi alle grunneierne ønsket mest mulig penger. Samtidig er WAPDA opptatt av at det ikke skal være korrupsjon i deres organisasjon. Andre tar seg derfor av landervervelsen og de syntes ikke å ha noe press på å få oppgavene løst. Problemene med landervervelser økte ofte på når lokalbefolkningen fikk se konturer av hva som skulle skje. Det poppet ofte opp hus langs de linjene som entreprenøren stakk ut linjer for planlagt anleggsaktivitet.

WAPDA ble ikke bare motarbeidet av lokalbefolkningen. Også egne søsterorganisasjoner hindret entreprenøren i å ta i bruk områder som var forutsatt benyttet av entreprenøren i henhold til anbudstegninger. Dette har ført til etablere av nye riggområder på steder som ikke var egnet og har gitt kostnadsøkninger og sannsynligvis tidsforlengelser.

De første virkelige arbeidene med prosjektet kom i gang i november 2008. Det var forskjæringer for atkomst tunnelen til kraftstasjonen og kabeltunnelen. Første tunnelsalve var i kabeltunnelen og den ble sprengt 19. februar 2009. Salva ble behørig feiret både på kinesisk vis med kinaputter og bannere fig 3.8., og med muslimsk offerseremoni. Kabeltunnelen er ca

600 m lang og ut fra inndriften de første 4 månedene er det forventet at den vil være fremme ved transformatorhallen i midten av november 2009. Det tilsvarer en inndrift på knapt 16 m per uke. Dette er ikke lovende for den planlagte byggetiden på åtte år for prosjektet. For å overholde planlagt fremdriftsplan må inndriften på tunnelen ligge på nærmere 25 m per uke. Den prekære kraftsituasjonen i Pakistan gjør at WAPDA egentlig ønsker ei kortere byggetid.

Siden tilløpstunnelen er forutsatt uforet er det stilt strenge krav til konturspreningen og i anbudet var det derfor beskrevet at boreriggen skulle ha utstyr som kunne kontrollere orienteringen på borehullene.

Andre "normale" krav til ustyret var at sprøytebetong bare skulle utføres som våtsprøyting og det kun måtte benyttes robotsprøyting.

Fig 3.8

Begge disse kravene til utstyr tok ikke den kinesiske entreprenøren helt alvorlig og slikt utstyr var derfor ikke på plass når tunnelarbeidene startet. Det hadde for øvrig ikke hjulpet mye dersom utstyret hadde vært på plass siden byggherren som skulle levere strøm, hadde ikke dette klart. Strøm begynte å komme i juli 2009. Norplan som hadde ansvar for å følge opp tunnelarbeidene ønsket ikke at arbeidene skulle tillates uten at utstyret var i henhold til kontrakten, men vi ble overkjørt av WAPDA og ledelsen i Neelum Jhelum Consultant.

All tunneldrivingen frem til nå har foregått med knematere. I tverrslagene med tverrsnitt 51 $m^2$ er det plass til mellom 12 og 14 knematere på en mobil plattform. Fig 9 og 10.

Fig 3.9 og fig 3.10

Fra starten av var det to borerigger på anlegget med henholdsvis to tre bommer. De ble ikke benyttet fordi operatøren ikke kunne kontrollere orienteringen av bommene fra hytta. I tillegg tok det også lang tid før tilstrekkelig strøm ble gjort tilgjengelig. I diskusjon med kinesiske ingeniører om hvorfor de ikke brakte inn mer avansert utstyr, ble vi fortalt at de hadde dårlig erfaring med slikt utstyr fra Kina. For det første var utstyret dyrt og så hadde de en lei tendens til å få tekniske problemer og da sto utstyret. De hadde mye bedre erfaring med knematere for de var lettere å skifte ut og reparere dersom de stoppet. Deres erfaring var at tunneldriving med knematere ga gjennomsnittlig bedre inndrift. De peker også på at den type arbeidsplattform med plass til flere knematere er en nyvinning som var blitt utviklet av amerikanerne ved bygging av Hoover dammen.

## Kulturkollisjoner

Når norsk tunnelerfaring møter erfaring fra andre land er ikke alltid at våre erfaringer faller i god jord hos folk med annen bakgrunn. Det blir ofte sagt at vi har for godt berg i Norge slik at vår erfaring ikke kan benyttes i andre land. På Neelum Jhelum prosjektet har vi arbeidet sammen med firma fra tre andre nasjoner og det har vært utfordrende på forskjellige måter.

De kinesiske ingeniørene på anlegget har generelt god teoretisk kunnskap og er i stand til å lage god design. Det ligger imidlertid langt inne hos dem å benytte moderne tunnelutstyr. Til det er nok tilgang på billig kinesisk arbeidskraft for stor. Det mest skremmende på anlegget var å se kinesernes totale mangel på HMS. Ingeniørene hadde nok en viss forståelse, men det var liten forståelse hos formenn og de forskjellige tunnelarbeidere. Som en del av manglende HMS forståelse, arbeider alle kineserne på anlegget syv dagers uke og har en hjemreise etter et år.

På anlegget hadde vi flere pakistanske ingeniørgeologer. De har den daglige oppfølgingen av arbeidene i tunnelene og har vært raske til å følge opp norsk bergsikrings filosofi. Det kan selvfølgelig ha en sammenheng med at vi fikk ingeniørene rett fra universitet i Lahore og fikk derved ansvaret for å lære dem opp i praktisk ingeniørgeolog og fungerer nå veldig bra. Siden vi nå har problemer med å skaffe ingeniørgeologer i Norge kan det kanskje være en ide med litt arbeidsinnvandring fra Pakistan.

Arbeid i fellesskap med et amerikansk firma synes ikke alltid å gå greit og det kan virke som om vi ikke alltid står på den samme verdiplattformen. Det har til tider vært vanskelig å få aksept for norske synspunkter om tunnel design. Bruk og tillit til modellering av bergrom og tunneler synes mer vanlig i USA enn i det minste er blant min generasjon ingeniørgeologer i Norge. De har blant annet stor tro på at omfang av bergsikring kan bestemmes på forhånd ved å leke med modeller. Det er klart det vil være en forlokkende utvikling. Da blir man ikke så forstyrret av alle uregelmessighetene i berget.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# NORSK TUNNELTEKNOLOGI – EN ETTERTRAKTET SALGSVARE INTERNASJONALT?

Norwegian Tunnelling Technology – is there a demand for our technology in the international market?

Daglig leder Ola Woldmo, Woldmo Consulting AS

SAMMENDRAG

Foredraget omhandler forutsetninger og forslag til strategi for at Norsk underjordsteknologi skal kunne selges internasjonalt. Bransjen har i flere 10 år vært ambivalent til utenlandssatsing og dette skyldes nok i stor grad dårlig erfaring ved gjennomføring av tunnelentrepriser i utlandet. Norske rådgivere og konsulenter har imidlertid gode prosjekter å vise til og enkelte norske leverandører har hatt stor suksess med eksport av sine varer og tjenester. NFF tar nå initiativ til å organisere alle deler av norsk underjordsindustri i et nettverk med støtte fra Innovasjon Norge. Dette vil kunne gjøre bransjen bedre i stand til å lykkes i eksportmarkedet. Norwegian Tunnelling Network er under etablering og vil legge forholdene bedre til rette for en bredere markedsføring og øket eksport av vår underjordsindustri.

SUMMARY

The lecture discusses assumptions and proposed strategy for the Norwegian underground technology to be sold internationally. The industry has for decades been ambivalent to foreign investment and this is mainly due to some bad experience at the completion of some tunnel contracts abroad in the past. Norwegian advisors and consultants however have good projects to show and some Norwegian suppliers have had great success with the export of their goods and services. NFF is now taking the initiative to organize all parts of the Norwegian underground industry in a network with support from Innovation Norway. This will make the industry more able to succeed in the export market. Norwegian Tunnelling Network is being established and will create conditions more conducive to a broader marketing and increased exports of our underground industry.

## 1. HVA ER UNIKT MED NORSK TUNNELTEKNOLOGI?

Norsk tunnelteknologi er et begrep som i denne sammenheng favner prosjektering, bygging og vedlikehold av tunneler og bergrom. Begrepet teknologi benyttes her som fellesnevner for alle aktiviteter tilknyttet utbygging under jord. Det skrevet mye om hva som er unikt med vår norske måte å bygge i fjell på. Begrepet NMT - Norwegian Method of Tunnelling ble på åttitallet introdusert internasjonalt som en betegnelse på hvordan vi bygger våre tunneler. Begrepet kunne lett oppfattes som et alternativ til NATM- New Austrian Tunnelling Method som er en klart definert metode for bygging av tunneler i både harde og myke bergarter. Vår

norske måte å bygge tunneler på er nok ikke å anse som en ”unikt definert metode” slik som NATM. For ikke å skape begrepsforvirring har NFF de senere år benyttet begrepet Norwegian Tunnelling Technology som markedsførings betegnelse på vår tunnel tradisjon.

I Norge har vi sprengt og boret > 5000 km samferdselstunneler og > 3500 km vannkrafttunneler og i tillegg til dette bygget nærmere 500 fjellhaller for kraftstasjoner og lagring i fjell. All denne erfaringen som altså inkluderer kontraktsfilosofi, prosjektering, byggemetode samt utstyr og materialer som inngår, er det vi dag karakteriserer som Norwegian Tunnelling Technology.

Det er hevet over tvil at NTT har elementer i seg som er unike og som utgjør bærebjelkene i vår lange tunnel tradisjon. Vår topografi med høye fjell og dype fjorder med geologiske forhold som veksler mellom svært hardt og ekstremt dårlig fjell, har gitt oss store utfordringer i forbindelse med håndtering av bergspenninger og vannlekkasjer. Disse utfordringene har bidratt til innovasjon og utvikling av metoder som er ansett som typisk norsk.

Av elementer som inngår i vår tunneltradisjon og som av omverden ansees som typisk norske og unike kan nevnes:

Beslutningstilgjengelighet er alltid på plass i prosjektorganisasjoner og beslutningsdyktighet finnes i alle produksjonsledd i byggefasen av et prosjekt.

Enhetspriskontrakter hvor risiko er klart definert og plassert hos den part i byggeprosessen som har best forutsetning for å håndtere risiko.

Q-systemet som er utviklet av Norges Geotekniske Institutt. Q-systemet er verdens mest benyttede metode for klassifisering og sikringsdimensjonering i harde bergarter

Kontraktfestet ekvivalenttid for sikringsaktiviteter som regulerer byggetid og tidsavhengige kostnader etter virkelig utførte mengder.

Prosjektspesifikke ”referanse grupper” bestående av 3 eksperter som er oppnevnt av kontraktspartene og som opptrer som rådgiver under gjennomføring av større kompliserte prosjekter.

Utnytte fjellets mekaniske egenskaper som byggemateriale og tilpasse sikringen til de krav som stilles til framtidig bruk av tunneler og bergrom.

Bruk av systematisk sonderboring og forinjeksjon som en planlagt del av tetningskonseptet for tunneler og bergrom.

Bruk av sprøytebetong som permanent sikring i samferdselstunneler. Sprøytebetong påføres med høy kapasitet og med samme kvalitet og bestandighet som normal utstøpt konstruksjonsbetong.

Utvikling av ikkebærende tunnelkledninger som ivaretar estetikk og vann & frostsikring av tunneler og bergrom.

Utvikling av korrosjonsbeskyttede sikringsbolter med muligheter for en kombinasjon av endeforankring og full innstøpning og la disse inngå i permanent sikring.

Utvikling av borerigger, sprøyterigger og injeksjonsrigger med høy kapasitet og høy automatiseringsgrad som sikrer kvaliteten på bergsikring og materialer i byggeprosessen og i den permanente konstruksjonen.

Disse elementene i vår norske tradisjon anses kanskje som selvfølgeligheter for oss som arbeider i det norske tunnelmiljøet. Men våre kontraktsformer, våre beslutningsdyktige organisasjoner, vår sikringsfilosofi, utførelsesmetoder, utstyr og materialer er hver for seg forskjellig fra "common practice" internasjonalt. Men det er først når de settes i system at vi kan definere dette som Norwegian Tunnelling Technology.

## 2. HVILKE DELER AV NORSK BERGTEKNOLOGI ER SALGBAR?

Innovasjon Norge er myndighetenes redskap for tilrettelegging for eksport av norske varer og tjenester internasjonalt. Det er to forutsetninger som alltid må være til stede for at Innovasjon Norge skal bidra med hjelp til finansiering av eksportrettet markedsføring. Når disse er på plass får man også tilgang til rådgivere og tilretteleggere ute ved utenriksstasjonene.

A) Bedriften må være godt etablert og ledende i sitt hjemmemarked med den teknologi eller vare som skal tilbys internasjonalt.
B) Bedriften bør søke sammen med andre aktører i nettverk som kan utfylle og komplettere den teknologi som skal eksporteres.

Etter mange år som utestasjonert med teknologisalg mot store infrastrukturprosjekter i Sør- og Øst-Asia som arbeidsfelt, mener forfatteren bestemt at Norwegian Tunnelling Technology har et stort eksportpotensial. Spørsmålet er mer hvordan norske bedrifter og organisasjoner best kan utnytte denne muligheten. Det overordnede målet med eksport av vår teknologi må være et ønske om teknologiutveksling og styrking av bedriftenes konkurransekraft gjennom omsetningsvekst med avkastning høyere enn tilsvarende aktivitet i hjemmemarkedet.

Ideelt sett bør norsk teknologi tilbys hel og ikke stykke vis og delt. Gjennom norske konsulenter og rådgivere har vi lange tradisjoner for salg av tekniske løsninger internasjonalt. Men tatt ut av helheten og underlagt kontraktsformer som ikke gir byggherrene reell innflytelse på byggeprosessen og med utførende entreprenører som ikke har noe insitament for å endre på sin tradisjonelle byggemetode, så vil slike oppdrag ikke gjøre særlig forskjell i kostnad og byggetid for prosjektene.

For at et prosjekt virkelig skal dra nytte av norsk teknologi må alle deler tas i bruk. En av de viktige lenkene i kjeden er entreprenøren. Det er under utøvelse av kontrakten og selve byggingen vi har størst mulighet til å påvirke prosjektet. Entreprenøren inntar ofte en større rolle i internasjonale prosjekter en det vi er vant til her hjemme. En stor del av prosjekteringen overlates til entreprenøren som dermed kan utnytte sine erfaringer på linje med det vi kjenner fra norske OPS- prosjekter. Dette åpner for utstrakt samarbeid mellom norske konsulenter og entreprenører. Støtte fra norske byggherrer og forskningsinstitusjoner vil i denne sammenheng være viktig som verifikasjon av den norske metoden i en tidlig fase av prosjektutviklingen.

Et godt eksempel på innsalg av hele kjeden av norsk teknologi er byggingen av Underground Ammunition Facility i Singapore rund millenniumskiftet. Her var norske aktører involvert i alle deler av prosessen. Forsvarsbygg var rådgivere for behovsanalyser og

sikkerhetsvurderinger, Norconsult ble engasjert for prosjektering og byggeleder assistanse, Selmer/Skanska inngikk management kontrakt med den lokale entreprenøren Sembcorp, Giertsen Tunnel prosjekterte og utførte alle vannsikrings og klimakontroll installasjoner, AMV/Bever Control leverte automatiserte borerigger og leverandører som Vik-Ørsta og Protan bidro til "norsk kvalitet " i alle ledd i prosjektet.

Selv i dag 10 år senere, stiller representanter fra byggherren i Singapore gjerne opp sammen med norske bedrifter for å verifisere at The Norwegian Method of Tunnelling som de fortsatt fortrekker å kalle konseptet, bidro til en svært rasjonell og kostnadseffektiv gjennomføring og har gitt god funksjonalitet for Singapore Army som eier og bruker av prosjektet.

I kjølvannet av dette pionerprosjektet bygger Singapore i dag sine første underjords lagringshaller for olje. I dette prosjektet er SINTEF og Multiconsult engasjert for rådgivning og byggeledelse. Selskapene er i samarbeid med det lokale konsulentselskapet TRITECH, også engasjert til å gjennomføre en studie på alternativ utnyttelse av undergrunnen i Singapore til 10 ulike samfunnsnyttige behov.

Det er bare gjennom å samarbeide om å selge hele vårt konsept, vi som en liten aktør med knappe ressurser i internasjonal skala, kan framstå med tyngde. Men uten at vi har etablert noe formelt samarbeid i eksportmarkedet vil dette være svært avhengig av at de som er først ute og som har størst påvirkning ser verdien av å invitere andre norske aktører inn i prosjektene.

Som svar på mitt innledende spørsmål vil jeg bruke norgesvennen Dr. Yingsin Zhou, prosjektsjef hos Defence Science & Technology Agency (DSTA) i Singapore som sannhetsvitne på at alle deler av norsk tunnel teknologi er salgbar

## 3. ER NORSKE UNDERJORDBEDRIFTER INTERESSERT I EKSPORTMARKEDET?

De senere år har det dessverre vært liten vilje hos entreprenørene til å utnytte muligheten i det internasjonale markedet. Det er forståelig at norske avdelinger av store internasjonale entreprenører som allerede har lokal tilstedeværelse i de fleste verdensdeler ikke har eksport av norsk tunnelkompetanse som sitt satsningsfelt. Men de selskapene som har norsk eierskap og sin hovedvirksomhet i Norge burde i større grad gripe denne muligheten for å styrke sin konkurranseevne i hjemmemarkedet.

Et hederlig unntak i så måte er Leonard Nilsen & Sønner som inneværende år har sikret seg en stor og attraktiv kontrakt på bygging av kloakktunneler i Hong Kong og samtidig har startet en langsiktig satsning mot et stort tunnelmarked i Sør Amerika

Vi har i de senere år sett en økende tendens til at internasjonale entreprenører deltar i konkurransen om norske tunnelprosjekter. Det faktum at noen av disse prosjektene har vært en bratt lærekurve i norske kontraktstradisjoner og kanskje ikke alltid har representert en økonomisk suksess for entreprenøren under gjennomføring kan ikke underslås. Det er vel også en tendens at internasjonale entreprenører generelt har ligget "høyt" på anbudsåpninger i Norge.

Ser vi motsatt vei har dette klare likhetstrekk med de dyrkjøpte erfaringer som norske entreprenører har gjort ved sporadisk satsning i utlandet, og vi skal heller ikke reise lenger enn til prosjekter gjennomført i våre nordiske naboland for å bekrefte dette.

Disse erfaringene forteller oss at vi er best i verden på gjennomføring av prosjekter etter norsk modell. Skal vi ha forutsetninger for å lykkes må det ligge til rette for å utnytte vår egen teknologi fullt ut. Kontraktsform, risikofordeling og spesifikasjoner er nøkkelord i denne sammenheng. Det er her et norsk bedriftsnettverk mot utenlandssatsning kan legge forholdene til rette og gjøre en forskjell.

Tidligere har det fra vår bransje blitt etablert egne selskaper for utenlandssatsning. NOCON og AGN er eksempler på dette. Det som imidlertid er svakheten ved å skille ut slik satsning i egne selskaper er at moderbedriftene lett kan miste fokus og ikke føle eierskap og utøve styring på samme måten som om dette var egen forretningsaktivitet. Dette er nok hovedgrunnen til at Innovasjon Norge heller oppfordrer til å samarbeide i bedriftsnettverk hvor bedriftene har full styring med egen aktivitet og føler et sterkere eieransvar for satsningen.

## 4. HVA SKAL TIL FOR Å LYKKES?

For at grad av suksess skal kunne måles må hver bedrift og organisasjon etablere en plan og sette et mål for sin eksportvirksomhet. Det vil også være store forskjeller i hva den enkelte bedrift ønsker å få ut av slik satsning. Det er imidlertid vanskelig å tenke seg utenlandsvekst uten at volum og omsetningen øker. Dette krever igjen at bedriftene sikrer seg tilgang til adekvate menneskelige resurser.

På Fjellsprengningsdagen i 2002 presenterte Tom Melbye sitt fordrag ” Norsk tunnelteknologi sett fra utlandet”. Han har gjennom snart 20 år fulgt teknologiutviklingen i internasjonale tunnelprosjekter. Her oppsummerer han i 12 punkter sin oppfatning om hva som skal til for at norske bedrifter skal lykkes med eksport av norsk tunnelteknologi.

Som en huskeliste for utforming av utenlandsstrategi nevnes.

1. Strategien må ha langsiktige og realistiske mål

2. Etablering av nettverk for relasjonsbygging og bedret kjennskap til det lokale markedet, lokale spilleregler og nøkkelpersoner.

3. Toppledelsen i bedriftene hjemme må foreta de nødvendige prioriteringer, utenlandssatsning er en ”sjefssak”.

4. Allianse med partnere og god kjennskap til partnernes sterke og svake sider relatert til prosjektgjennomføring. Ingeniørfirma, entreprenør, leverandører, spesialrådgivere og juridisk ekspertise kan inngå i en slik allianse.

5. Prosjektutvelgelse, herunder ”kontraktuell rolle”. Utvelgelsen må baseres på hvilke forutsetninger man har og hvilken risikoprofil man kan akseptere, samt hvor man har teknologi- og erfaringsfortrinn.

6. Søke i markeder med en viss forutsigbarhet og kultur for renslighet. Konstruktive relasjoner må etableres i god tid før et prosjekt starter.

7. Utnytte norske myndigheter som referanser, politiske delegasjoner som døråpnere og norske firma/kontakter som allerede er etablert ute som samarbeidspartnere.

8. La utenlandssatsningen bli attraktiv for medarbeiderne og øremerke unge folk for utenlandsoppdrag. Utenlandsoppdrag utvikler medarbeidere og skal virke positivt på karrieremulighetene i bedriften.

9. Utvelgelse av personell for utenlandsoppdrag må gjøres med omhu. I tillegg til solid teknisk kompetanse er det viktig at den enkelte er: diplomatisk, utholdene, tålmodig, kreativ, beslutningsvillig, løsningsorientert og sist, men ikke minst, ydmyk og sosialt intelligent.

10. Utarbeide klare planer og mål for markedsføring og forretningsaktivitet i de land eller regioner som blir valgt som satsningsområder.

11. Tilrettelegge fornuftige arbeidsordninger og sørge for at "utenlandstyrken" opplever samme ansettelses-kontinuitet og karrieremuligheter som de som arbeider i hjemme-markedet.

12. Toppledelsen må vise interesse og ha jevnlig kontakt med oppdragsgivere og egen organisasjon i utlandet.

Konklusjonen i nevnte foredrag blir at man bør angripe prosjekter med full norsk pakke. Det vil si innsalg av rådgiver/prosjekterende og norsk byggeadministrasjon integrert hos byggherren. Videre må norske entreprenør bidra med kompetanse og kapasitet gjennom egne entrepriser, joint-venture samarbeid eller management support kontrakter mot lokale entreprenører. Dette vil igjen åpne døren for norske leverandører for salg av utstyr og materialer.

## 5. NORWEGIAN TUNNELLING NETWORK

Bransjen i Norge har gjennom NFF lang tradisjon for samarbeid innen internasjonal markedsføring av fjellsprengningsteknikk og underjordteknologi. De mest aktive bedriftene er støttemedlemmer i NFF's Internasjonale komite. NFF er et svært aktivt medlem av International Tunnelling and Underground Space Assosiasjon ( ITA ) som hvert år arranger World Tunnelling Congress (WTC).

I forbindelse med WTC har NFF i mange år samlet representanter fra alle deler av norsk tunnelindustri i en felles presentasjonsstand under utstillingen på kongressen. Når kongressen har vært arrangert av vertskapsland hvor norske bedrifter har sett et markedspotensial har det ved flere anledninger vært organisert en " Norwegian Tunnelling Workshop" i samarbeid med den lokale tunnel foreningen. Slike arrangement er blant annet arrangert i Singapore og India og det planlegges for tiden en workshop i Thailand som er vertskap for ITA i 2012.

I 2008 oppfordret noen av NFF's medlemmer foreningen til å spille en mer aktiv rolle i forhold til etablering av et nettverk av norske bedrifter som ønsker og øke sin eksportandel. Initiativet ble positivt mottatt i NFF's styre og det ble opprettet en arbeidsgruppe som fikk i oppdrag å utrede interessen blant medlemmene for å etablere et mer formelt bedriftsnettverk.

Den norske olje og gassindustrien har hatt stor suksess med sitt nettverk INTSOK som samler > 150 bedrifter med Olje & Energi Departementet og Statoil i spissen. Dette nettverket har vært er viktig redskap i medlemmenes i internasjonaliseringen av den norske olje og gass industrien. Noen av NFF's medlemsbedrifter er også medlemmer av INTSOK og kan bidra med verdifull erfaring.

Invitasjonsbrev til medlemmene i NFF Internasjonal komité gikk ut i februar dette året. Det har hele tiden vært tett kontakt med Innovasjon Norge og Utenriksstasjonene om mulighetene for finansiell støtte og veiledning til etablering av et slikt bedriftsnettverk. Det har inneværende år også vært arrangert flere seminarer i India og Singapore organisert av medlemmer av NFF Internasjonal komité.

NFF har vært opptatt av å involvere alle deler av norsk underjordsindustri i et slikt nettverk. Det er den brede sammensetningen av roller og kompetanse som spenner fra statlige byggherrer til leverandører og som utad alltid "taler med en tunge" som har vært unikt ved NFF's tilstedeværelse ved ITA arrangementer.

Det norske underjordsnettverket har som formål å tilrettelegge for eksport av norsk underjordsteknologi. Likeledes skal nettverket innhente ny teknologi og gjøre denne kjent for sine medlemmer. Nettverket skal med felles innsats gjennomføre tilrettelagte markedsførings-aktiviteter og organisere fagseminarer mot premissgivere og kunder i de land og regioner det siktes mot.

I første omgang vil nettverket konsentrere seg mot markedet i Sør- og Øst-Asia med India, Hong Kong og Singapore som prioriterte land. Dette er også markeder hvor norske aktører allerede har betydelig aktivitet.

Nettverket etableres formelt i disse dager under navnet Norwegian Tunnelling Network. Medlemmene representerer de tyngste aktørene i bransjen og de fleste har allerede i dag utenlandsaktivitet som en del av sin portefølje. Bak etableringen av nettverket står organisasjoner og bedrifter fra alle deler av vår underjordsindustri: Andersen Mek. Verksted, Codan, Geofrost, Giertsen Tunnel, Jernbaneverket, KFGruppen, Leonard Nilsen & Sønner, Multiconsult, NGI, NTNU, PAB Consult, Protan, SINTEF, Statens Vegvesen, Sweco og Vik-Ørsta.

Dette er starten på en ny epoke for eksport av norsk underjordsteknologi. Et formalisert samarbeid i nettverk har ingen lang tradisjon i vår bransje. Medlemmene forventer også synergi i form av større åpenhet og informasjonsflyt mellom medlemmene som igjen vil styrke konkurranse evnen både ute og hjemme.

Vår bransje vil gjennom å opptre organisert i et bedriftsnettverk også får større anerkjennelse og innflytelse når det offentlige Norge skal presentere bærekraftig norsk industri i utlandet. Under det planlagte statsbesøket med Kronprinsen og Kronprinsessen til Malaysia i mars neste år er det 3 forretningsområder som skal profileres. Denne gangen står

”undergrunnslagring og infrastruktur” på programmet sammen med akvakultur og olje & gass!

Bransjen står nå foran spennende utfordringer som vil skape nye muligheter for mange norske bedrifter og deres medarbeider. Jeg vil oppfordre alle bedrifter som har et potensial for eksportrettet virksomhet til å slutte seg til det nyetablerte nettverket. Likeledes vil jeg oppfordre ansatte i disse selskapene til å gripe den sjansen et arbeidsopphold i utlandet representerer.

Forfatteren mener at vår industri i tillegg til vår unike kompetanse har tradisjon, firmakulturer og mennesketyper som gjør oss godt skikket til å lykkes med internasjonalisering av vår industri.

REFERANSER:

Melbye T., Holter K. G, Woldmo O. (2002) Norsk Tunnelteknologi sett fra utlandet - vi er vel fremdeles verdensmestere? Fjellsprengningsdagen, Oslo 2002

Utbyggingssjef Ove Nesje
Statens vegvesen Region Midt

**E6 STEINKJER, UTFORDRINGER ETTER RAS I LØSBERGA**

Skriftlig manuskript ikke innlevert.

Statens vegvesen

# Tunnelstrategi, status nov. 2009

## Fjellsprengningsdagen

Oslo 26 november 2009

Ole Christian Torpp
Sjefingeniør
Statens vegvesen

## Levetid 100 år?

Statens vegvesen

# Etatsprogram Moderne vegtunneler

Ny tunnelstrategi går i korthet ut på:

- Økt kvalitet for å unngå hyppige rehabiliteringer og nybygg. Levetid på 100 år for bergkonstruksjonen er et mål
- Byggekostnadene holdes på et akseptabelt nivå
- Høy trafikksikkerhet og sikre tunneler
- Miljømessig gunstige og energieffektive
- Høy oppetid
- Bedrete forhold for drift og vedlikehold
- Overflødiggjøre behov for inspeksjon bak hvelv ut fra HMS-hensyn

Statens vegvesen

# Tunnelstrategi; eksempler på tiltak for å oppnå økt levetid

- Vektlegge geologiske og geotekniske forundersøkelser
- Tilstrekkelig bemanning og kompetanse på stuff hos byggherren
- Teknisk utførelse i samsvar med håndbøkene, kvalitetssikring og oppfølging
- Skjerpe kravet til avviksrapportering og fraviksmeldinger
- Dokumentasjon av det som utføres før, under og etter driving
- Fremdrift med vekt på forsiktig sprengning, redusert uttak av berg og med jevn bergkontur

Statens vegvesen

# Tunnelstrategi; eksempler på tiltak for å oppnå økt levetid, forts:

- Benytte riktig kvalitet på sikringsmidler (sprøytebetong, bolter o.a.) som holder tunnelens levetid.
- Redusere vanninntrengning ved bruk av forinjeksjon, **også** for å bedre tunnelmiljøet og bestandighet av teknisk utstyr
- Fortsatt produktoppfølging med sikte på å fjerne brannfarlige materialer
- Tilrettelegge for effektiv og planmessig drift og vedlikehold
- Vurdere konsekvenser for de ulike tunnelklassene, eventuelt med forslag til endringer

Statens vegvesen

# Moderne vegtunneler: delprosjekter

- **Dp1 Tunnel som planelement** — Reinsborg
  Når skal man ut fra faglig vurdering anbefale og når skal man fraråde bygging av tunneler? Hvilke prosesser skal man ha i forkant? Kommet relativt kort pga sykdom.
- **Dp2 Tunnelskolen** — Haug
  To kull med til sammen 60 elever. God tverrfaglighet, populært og vellykket. Vurderer eksamensprosedyrer i samarbeid med NTNU.
- **Dp3 Standard og sikkerhet** — Amundsen
  Tunnelsikkerhetsforskriften gir krav om risikoanalyser ved tunnelbygging. En modell er utviklet i samarbeid med Sveits.

  Kursing pågår i 3 vegregioner.
  Videreutvikling for internasjonalt bruk vurderes.

Statens vegvesen

# Moderne vegtunneler: delprosjekter

- **Dp4 Tunnelkledninger** Lindstrøm

  Videreutvikle brannsikre vann- og frostsikringsløsninger. Erfaringer med nye materialer og løsninger blir kunngjort løpende.

- Oppdatering av håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler pågår, bl.a. krav til tunnelmembraner

- **Dp5 Brannsikkerhet, materialkrav** Larsen

  Brannsikkerhet mangler internasjonalt regelverk. Dette er et betydelig problem.

  Fokus på å harmonisere brannprøving. Arbeides for å fram forståelse av virkemåten til brannsikringsløsninger og for å heve kompetansen.

  Runehamartunnelen er viktig europeisk prøvetunnel

Statens vegvesen

# Moderne vegtunneler: delprosjekter

- **Dp6 Tunneldokumentasjon** Kveen
  Arbeider med Tunnelportalen, et rapportsystem som henter data fra Plania, NVDB, Brutus, Novapoint geologi og sikring, Dokumentum.

  Operativt i 2010.

  Novapoint geologi og bergsikring; et system for registrering, presentasjon og lagring av data er nyutviklet og i bruk.

  Data fra borerigg kan også lagres slik at de kan brukes ved drift og vedlikeholdsoppgaver. Operativt ila 2010.

Statens vegvesen

# Moderne vegtunneler: delprosjekter

- **Dp7 Tunnelutforming** Kirkeby

  Driving og utforming av tunneler slik at de i minst mulig grad blir ødelagt samtidig som tunnelrommet blir jevnest og slettest mulig er viktig.

  For å oppnå dette kreves riktig boreopplegg og sprengning, f.eks. hullavstand, hullengde, nøyaktig ladningsmengde. Forsøk starter over nyttår.

- **Dp8 Drift og vedlikehold, oppgradering**

  Delprosjektet starter i 2010.

  Forhold ved oppgradering av eksisterende tunneler vil bli en del av delprosjektet.

  Prosjektleder for etatsprogrammet er Harald Buvik

  Leder for Delprosjekt "Strategi" er Ole Chr. Torpp

Statens vegvesen

# Delprosjekt 0 Strategi

**Hovedkonsept for utforming av moderne vegtunneler**

- Som presentert innledningsvis vurderer vi om vi skal ha folk bak vann- frostsikringshvelvet for å inspisere berget og bergsikringen også i nye tunneler.

  Videre vurderer vi om man skal sette økte krav til bergkonstruksjonens levetid. En levetid på 100 år blir nå vurdert. Med en slik konstruksjon forutsetter vi at det ikke skal tilrettelegges for å ha folk bak hvelvet.

- Tilsvarende bør kravet til levetid for vann- og frostsikring være minst 50 år, dvs med planlagt utskifting èn gang i bergrommets levetid. Dette muliggjør inspeksjon og ev. sikringstiltak.

- Det kan også vurderes om levetid og inspeksjon bak hvelv skal ses i sammenheng med de ulike tunnelklassene.

Statens vegvesen

# Delprosjekt 0: Strategi

**I sammenheng med vurdering av levetid vil også økonomi være sentralt tema. Da er det nødvendig med dokumentasjon av enkeltelementer:**

- Kvalitet av materialer
- Teknisk utførelse og kontroll
- Sammenligning mellom alternative utforminger
- Betraktning over samfunnsgevinster i et 100-års perspektiv
- Energiforbruk
- Arbeidsplassrelaterte forhold

**Geometrisk utforming; forutsetninger**

- Største kjøretøybredde 2,60 meter.
- Høydekrav 4,50 m for nye tunneler og 4,20 m ved rehabilitering
- Tunnelbredde: vurdere midtfelt også for hele eller deler av tunnelklasse B og oppover.

Statens vegvesen

# Delprosjekt 0: Strategi

**Status**

- Arbeidet med rapporten om levetid er i gjenge og skal drøftes på strategimøte i november hvor regionene og avdelingene i Vegdirektoratet vil være representert.
- Vi har tidligere hatt et møte med bransjen. Vi ønsker et nytt møte med bransjen i januar 2010 for å diskutere pågående arbeider med utvikling av Moderne vegtunneler.
- Samlet budsjett i 2009 er ca 10 mill kr for Moderne vegtunneler
- Det er pr i dag ikke grunnlag til å konkludere om hovedkonseptet for utforming av nye tunneler. Utviklingsarbeid og dokumentasjon av ulike tiltak pågår. Inntil denne delen er ferdig vil det heller ikke være mulig å å gi et riktig bilde av økonomiske konsekvenser ved økt levetid.

Statens vegvesen

## Tunnelstrategi: Inspeksjon bak hvelv (Oslofjordtunnelen i 2004)

Statens vegvesen

## Tunnelstrategi: Nedfall i vegg bak hvelv (Oslofjordtunnelen i 2004)

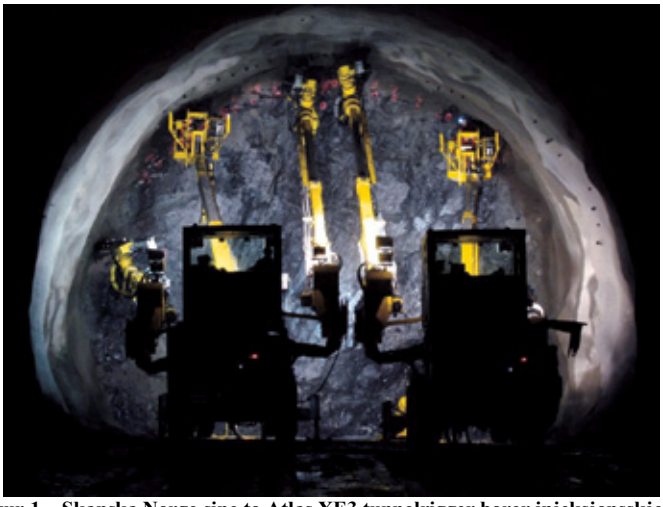
Statens vegvesen

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# DIGITAL TUNNELTEKNIKK – UTFORDRINGER OG MULIGHETER

## Digital tunneling technology – Challenges and possibilities

Siv.ing Trond Petter Eide, Skanska Norge AS



**Figur 1 – Skanska Norge sine to Atlas XE3 tunnelrigger borer injeksjonsskjerm**

## SAMMENDRAG

Bruken av datateknologi og teoretiske modeller har etter hvert blitt en del av grunnlaget for effektiv driving av tunneler i Norge, og utstyrsleverandørene og entreprenørene har sittet i førersetet for dette. Ved hjelp av datastyrte tunnelborerigger så går salveboringen kjapt og presist, og dokumentasjon av både geometri, geologi og bergsikring blir automatisk utført.

Til tross for bruk av stadig mer effektive systemer i produksjonen, så er det imidlertid mer å hente på å utnytte disse systemene. Entreprenørene mottar i dag kun unntaksvis modelldata som produksjonsunderlag, og er nødt til å bygge opp tunnelmodellen med utgangspunkt i generelle tegninger. Dette medfører da gjerne at entreprenøren ender opp med å gjøre mye detaljprosjektering.

Entreprenørene sitter i dag på veldig mye dokumentasjon av høy kvalitet, men byggherrene bestiller i dag ikke dette. De ønsker kun papirdokumentasjon som gir et langt dårligere og upresist bilde av situasjonen. Er ikke byggherren klar over hva han har mulighet til å bestille?

**SUMMARY**

The use of computer technology and theoretical models has become a part of the foundation of efficient tunneling in Norway, and the equipment suppliers and the contractors have been driving this development. By the help of computerized tunnel rigs the drilling is performed quick and precise, and documentation of geometry, geology and rock support is automatically registered.

Despite the use of increasingly efficient systems in the production, there is still more to achieve by using these systems. Contractors receives today only exceptionally computer models as underlay for their production, and have to build up the model of the tunnel from general drawings. This causes that a lot of the detailing in design is done by the contractor.

The contractors possess today high quality documentation, but the buyer does not order this today. They require documentation on paper which provides a poorer and more inaccurate view of the situation. Don't the buyers know what is available to order?

**INNLEDNING**

Når man snakker om fagområdet tunnel så vil de fleste tenke på temaer som boring, sprengning, geologi, bergsikring, lasting og utkjøring av stein som faktorer som avgjør effektivitet og framdrift. Det meste ved hjelp av store maskiner med høy kapasitet, der det videre er viktig å holde et jevnt og høyt tempo, og å unngå driftstans.

Tunneldrift er også tradisjonelt et område der toleransene for uført arbeid er større en ved andre typer prosjekter i bygg- og anleggsbransjen, og man er godt tilfreds hvis to stuffer møtes langt inne i fjellet.

Et område som tradisjonelt ikke er viet stor oppmerksomhet, men som blir stadig viktigere i tunnelprosjektene ettersom kompleksiteten øker, og kravene til effektivitet og nøyaktighet blir strengere, er det området som vi har valgt å kalle Digital Tunnelteknikk.

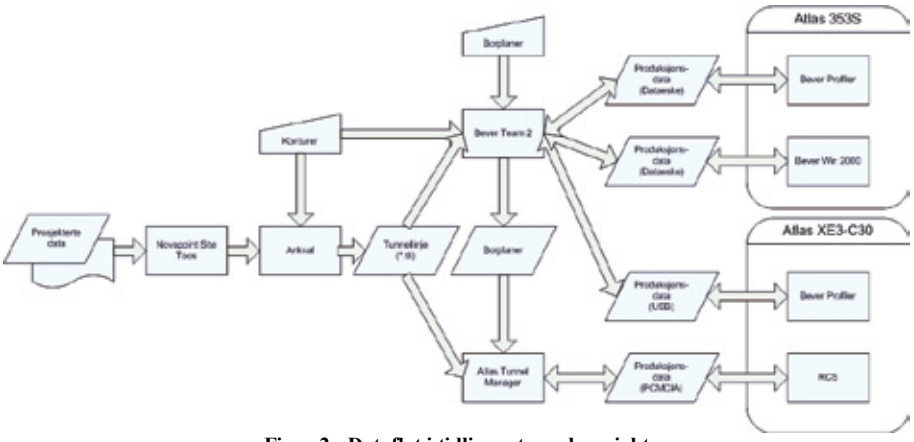
Digital tunnelteknikk handler om å aktivt benytte digitale data i planlegging, utførelse og dokumentasjon av tunnelprosjekter. Helt fra prosjektene blir prosjektert, og videre inn i entreprenørens produksjon av tunnelen, og ved dokumentasjon av både geometri, geologi og sikringsomfang.

**DIGITAL DATAFLYT I TUNNELPROSJEKTER**

På et større tunnelprosjekt så finnes det gjerne mange systemer innenfor stikning og maskinstyring som man overfører data om tunnelens geometri til. De fleste leverandørene av slikt utstyr har operert med ulike dataformater for import og eksport, og det har tidligere derfor vært en utfordring å kunne etablere data for de ulike systemene, samt å vedlikeholde de ettersom det kommer endringer i prosjektet. I nyere tid så har det heldigvis skjedd en endring innen både programvare og bruk av nye og åpne dataformater som LandXML og IREDES XML.

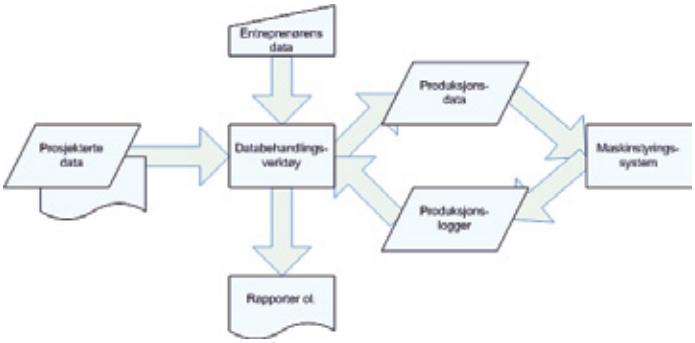
Figur 2 viser et eksempel på hvordan dataflyten for å få data ut på tunnelriggene var i et av våre prosjekter for kort tid siden. I dette spesifikke prosjektet måtte vi innom fire ulike

dataprogrammer for å kunne levere produksjonsdata til riggene. Dette på grunn av en sammensetning av nytt og gammelt utstyr og utstyr fra forskjellige leverandører som krevde forskjellig dataformat og lagringsmedium. Det er mange ledd, og mye manuell innlegging av data, og mulighetene for at feil oppstår ved en slik kompleksitet er store.




**Figur 2 - Dataflyt i tidligere tunnelprosjekt**

Med ny programvare og nye systemer så har vi dag mulighet til redusere kompleksiteten betraktelig. Ved hjelp av nye, åpne formater så er vi også i stand til å kommunisere med de systemene innen stikning og maskinstyring som vi har behov for.




**Figur 3 - Oppnåelig dataflyt i dagens prosjekter**

Ved å redusere kompleksiteten i dataflyten er vi i bedre stand til å holde oversikten over prosjektet, redusere muligheten for å innføre feil, samt at vi bruker langt mindre tid og ressurser å klargjøre dataene for produksjonen.

I et tunnelprosjekt i dag så overfører vi følgende data til våre tunnelrigger:

Geometri:
- Veglinje med angivelse av profilnummer, lengdefall og tverrfall
- Eksakt definerte konturer som knyttes opp til riktige profilnummer.

Ved å interpolere mellom de definerte tverrsnittene langs veglinjen så utgjør dette til sammen en komplett modell av tunnelen der geometrien er definert for alle deler av tunnelen.

Produksjonsdata:
- Retning på laserstråle benyttet for navigering
- Koordinater for fastmerker benyttet for navigering
- Borplaner (salve, bolt, injeksjon, spiling)

Sammen med geometridataene kan riggen med disse dataene posisjonere seg korrekt i forhold til den teoretiske tunnelen, og bore i henhold til en forhåndsdefinert plan. Avhengig av navigeringsmetode og type rigg så kan man bore med en koordinatnøyaktighet på mellom 2 til10 cm. En slik nøyaktighet gir mulighet for en effektiv boring av montasjebolter, og det gir også muligheten for å redusere overmasse.

**DATAGRUNNLAGET FOR ENTREPRENØR**

I større prosjekter med flere stuffer, kompleks geometri og kanskje også flere ulike stiknings- og maskinstyringssystemer så kan effektiv flyt av data være en utfordring.

For å oppnå mest mulig feilfri produksjon og effektiv dataflyt så er det viktig at entreprenør mottar en mest mulig komplett beskrivelse av prosjektet fra konsulent. Tradisjonelt så har mottatte data gjerne vært begrenset til veglinjen og tegninger med generelle tverrsnitt.

Ut ifra mottatte data ønsker entreprenøren å kunne hente ut tverrsnittet fra akkurat det profilnummer som man ønsker, i stedet for at vi selv skal synse om hvordan utførelsen er tenkt, og dermed måtte prosjektere dataene selv for utførelse.

Entreprenørene i Norge benytter i all hovedsak programvare der du etablerer en modell av tunnelen, og det er i dag ingen grunn til at vi ikke burde kunne motta prosjekterte data med samme kvalitet som de vi selv legger inn i programmene våre.

Hvis vi skal gjøre detaljeringen i prosjekteringen selv så vil det si at man må konstruere opp alle tverrsnitt på nytt, og plassere disse riktig i forhold til veglinjen. Dette skaper utfordringer i overgangssoner mellom ulike tverrsnitt, knytninger med snunisjer og tverrforbindelser, og ofte også plassering av grøft i tverrsnittet. I mange tilfeller så må entreprenøren påta seg en ganske stor prosjekteringsjobb, og dermed påta seg ansvar som man normalt ikke skal ha.

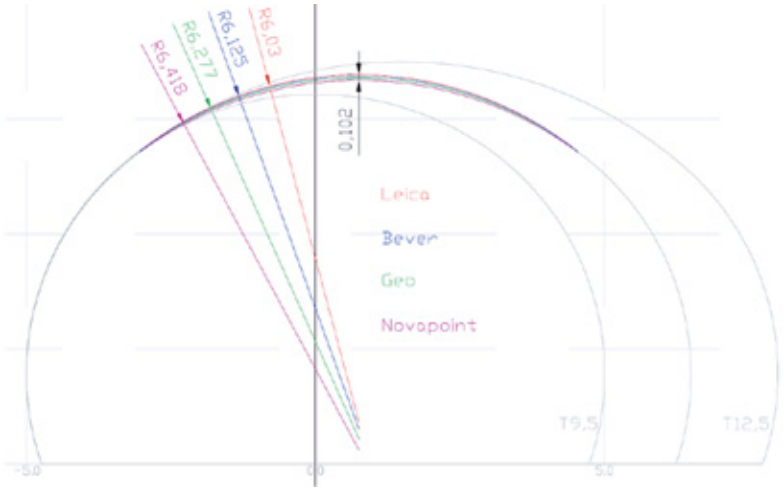
Det er slett ikke elementært å få alt dette riktig ved bredde/høydeutvidelser, utvidelser for rampe, snunisjer gjerne i kombinasjon med tverrfall- og lengdefallsendringer.

Det er derfor ønskelig at man fra konsulent mottar data som beskriver alle deler av tunnelen korrekt. Ved utarbeiding av kun generelle tverrsnitt så kan det i enkelte tilfeller ikke være mulig å bygge oppe komplette data for tunnelen i fra det som er levert fra konsulent.

Kravene til geometrisk utforming av vegtunneler i Norge er spesifisert i Håndbok 021 Vegtunneler (2006). Kravene som er spesifisert er gjerne regulert ut ifra faktorer som årsdøgntrafikk, tunnellengde og trafikkhastighet. Dette gir da noen generelle krav til størrelse på standard tverrsnitt og lengde på siktlinjer. Det som derimot ikke er spesifisert er detaljer omkring hvordan dette skal utføres, og hva som skal leveres fra konsulent. Dette går både på matematisk beregning av endringer i tunnelgeometrien, og på hvilken detaljgrad og omfang leveransen av prosjektert materiale skal inneha. Manglende spesifikasjoner for dette gir utfordringer for entreprenør når han skal gjennomføre det som er prosjektert i praksis.

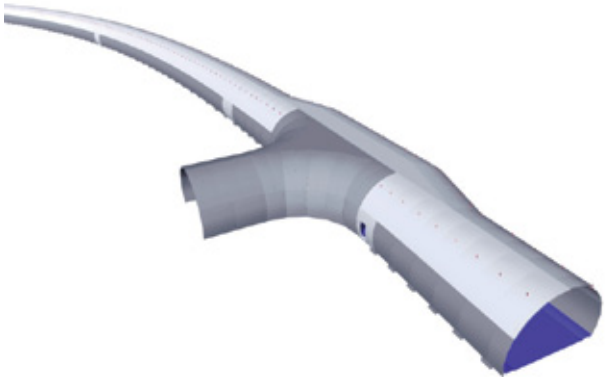
**Figur 4 -**
**Håndbok 021 Vegtunneler**

Overgangssoner mellom to ulike tverrsnitt kan i noen tilfeller være en utfordring. De to gitte tverrsnittene T9,5 og T12,5 er eksakt definert i håndboken, men det eksisterer ingen beskrivelse for hvordan overgangssonen skal håndteres. Det vil si hvordan endringen i radius for buen i hengen skal beregnes ved interpolering. Dette har ført til at de som leverer programvare for prosjektering, maskinstyring og stikning alle har sin måte å gjøre dette på. I figur 5 så ser dere en sammenstilling av fire ulike leverandører av programvare sin måte å løse dette på. Midtveis i utvidelsen så beregner de høyden med opptil 10cm i forskjell!



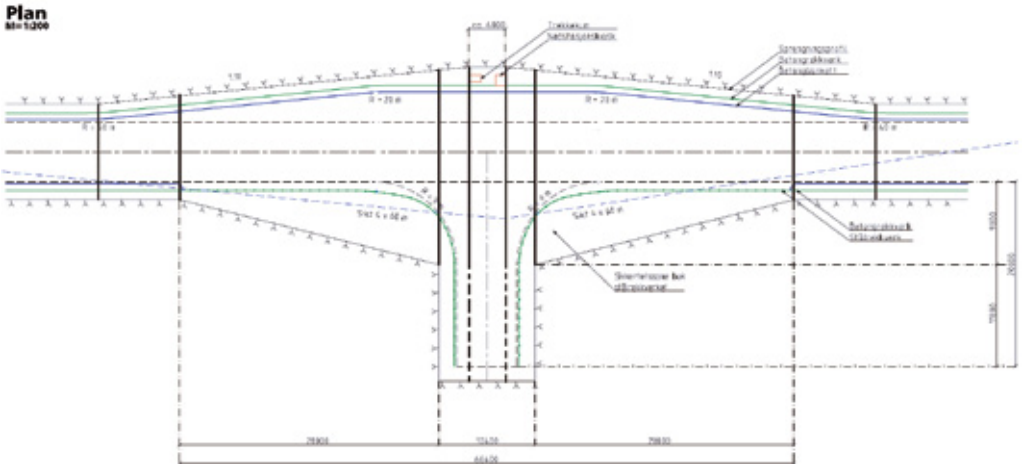

**Figur 5 - Forskjell på interpoleringsmetodikk**

Dette er kanskje ikke kritisk på noen måter i de fleste tunnelprosjekter, men med prosjekter der man har betongelementer (Figur 6) eller tekniske installasjoner i tak i utvidelsesområder, så kan dette være veldig kritisk.



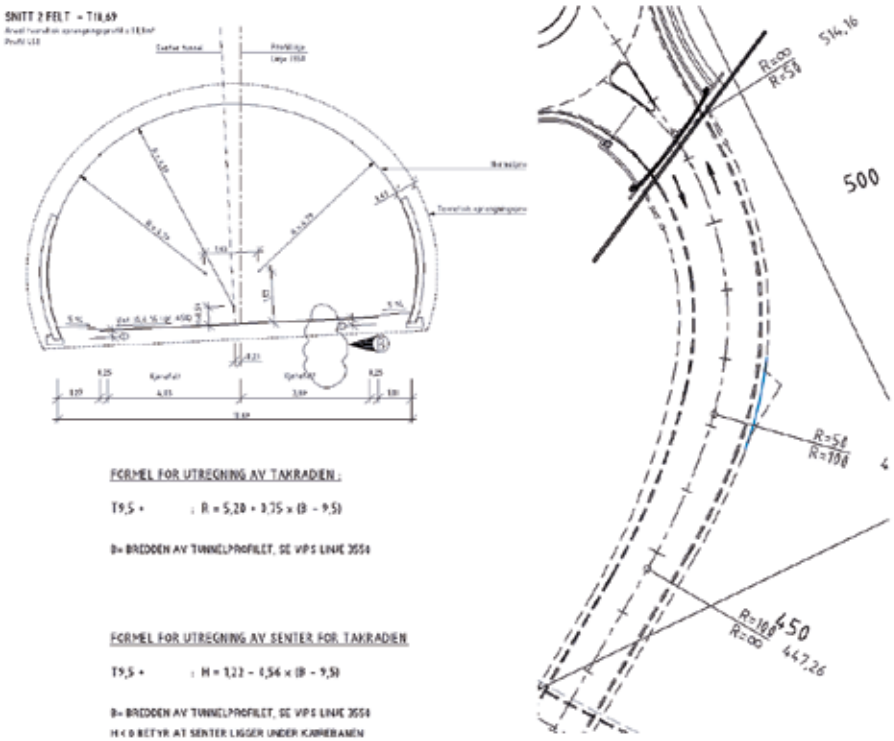
**Figur 6 - Bruk av tak- og veggelementer i tunnel (Aas-Jakobsen, 2009)**

Figur 7 er hentet fra tilbudstegningene for Kvivstunnelen. Denne viser den komplekse geometrien ved utvidelsen for en havarinisje med tilhørende snunisje. Vi ser av figuren at sprengningsprofilet "knekker" på veldig mange steder, og for å kunne skape en korrekt modell så trenger entreprenøren data for alle de snittene som er merket med tykk sort strek i tegningen. Som nevnt over vil det selv da være usikkerhet omkring utvidelsen i mellom tverrsnittene, men da av noe mer begrenset omfang.




**Figur 7 - Plantegning for snunisje i Kvivstunnelen (Statens Vegvesen, 2009)**

Siktutvidelser kan også ofte være en stort problem å realisere i praksis. Vegbanen er gjerne beskrevet med sine flatekanter, men tunneltverrsnittet er kun beskrevet med generelle snitt.




**Figur 8 - Produksjonsunderlag i Grønliatunnelen (Statens Vegvesen, 2008)**

Figur 8 viser plan og snitt tegning for en kurve med siktutvidelse i Grønliatunnelen på Sørenga-prosjektet i Bjørvika. Gjennom denne kurven så har man kontinuerlig varierende tverrsnitt, og entreprenøren AF Spesialprosjekt har i stedet for data for hele traseen fått oppgitt formler for hvordan ulike tverrsnitt skal beregnes som en funksjon av den varierende veibredden.

For å fange opp endringene langs tunnelen var det behov for å legge inn veldig tett med tverrsnittsdata i entreprenørens system, og for å beregne kurvepunktene til alle disse tverrsnittene så måtte man dermed gjennomføre omfattende beregninger og dermed i stor grad ”prosjekterere” tunnelen på ny. (Rune Nordlien, AF Anlegg)

**DOKUMENTASJON**

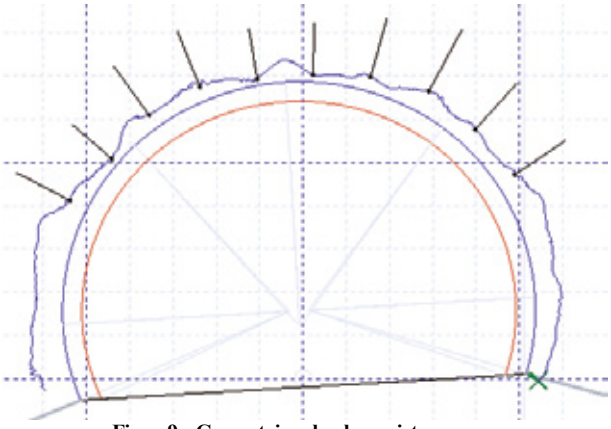
Krav fra byggherre om entreprenørens dokumentasjon av geometri og sikring av tunnel har gjerne vært begrenset til en tverrprofil per 5. meter og manuelt utfylte bolteskjemaer.

Entreprenøren sitter imidlertid på, eller har mulighet til å samle dokumentasjon med en langt høyere kvalitet enn det som gjerne er kravet i dagens prosjekter. Og i en tid der dokumentasjon av utført arbeid blir stadig viktigere synes jeg det er rart at det ikke er flere som etterspør dette.

Entreprenørene har i de fleste tilfeller målt tilstrekkelig data til å levere en geometrisk modell for hele tunnelen, der man kan ta ut et tverrsnitt av tunnelen akkurat der man ønsker, og ikke nødvendigvis ved faste intervaller på hele meter.

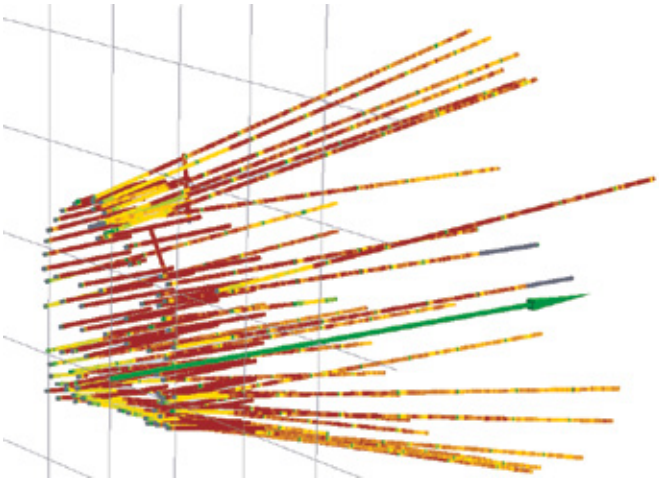
Både tunnelrigger og annet utstyr som benyttes for boring av fjellsikringsbolter eller bolter for vann- og frostsikring, er i stand til å levere fra seg borlogger med eksakt posisjon, retning og lengde på de borede hullene. Det vil si at man kan få ut detaljerte rapporter og modeller for eksakt omfang og plassering av sikringsmidler.

Dette gir en langt større presisjon og mer informasjon enn hva dagens manuelt utfylte bolteskjema kan levere, men forutsetter da at boreriggene blir navigert i forkant av boring.



**Figur 9 - Geometri og borlogg vist sammen**

De fleste nyere tunnelborerigger er klargjort for det som kalles MWD-logging (Measure while drilling). Det vi si at i tillegg til posisjon og retning på borhull så blir det lagret parametre for borsynk, rotasjon, matertrykk, slagtrykk, vanntrykk og vannmengde under boring (Mining & Construction, Bever Control). Til sammen gir dette et bilde av fjellets geologi, og hvis man bruker dette effektivt så kan det være et hjelpemiddel for å planlegge utførelse av driving og sikring, samt at man for ettertiden også har god dokumentasjon på eventuelle svakhetssoner, og andre forhold som krever oppføling gjennom drift og vedlikehold av tunnelen. Aktiv bruk av MWD-logging er imidlertid en sjeldenhet i prosjektene.



**Figur 10 - Grafisk visning av resultat fra MWD logg**

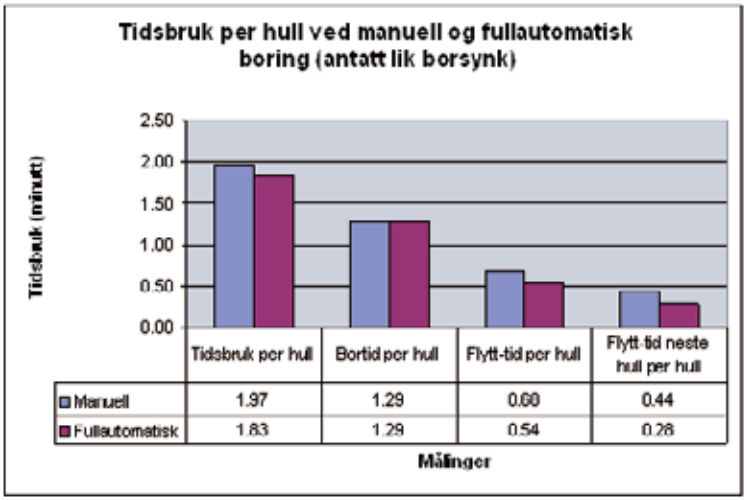
## AUTOMATISERING

Det har i mange år vært standard i nordiske tunnelprosjekter med datastyrte tunnelrigger der man borer etter et forhåndsdefinert boremønster, der eksakt posisjon og retning for borhull ligger definert i en borplan. Selve boringen av et hull foregår automatisk, men tradisjonelt så har man vært avhengig av at operatøren flytter og innretter bormaskinene for hvert enkelt hull. For oppnå en mest mulig effektiv salveboring så gjelder det å holde alle tilgjenglige bormaskiner i boring så mye som mulig. Det vil si at man må redusere passiv tid, samt flytt tiden fra hull til hull.

På en treboms rigg så bør man etter å ha satt i gang den første bormaskinen i prinsippet rekke å flytte, innrette, og igangsette bormaskin to og tre innen den første bormaskinen er ferdig med å bore og klar for nytt flytt. Med stadig mer effektive bormaskiner, så gir dette stadig kortere tid for operatøren på å flytte og igangsette de enkelte bormaskinene, noe som er spesielt merkbart på korte salver.

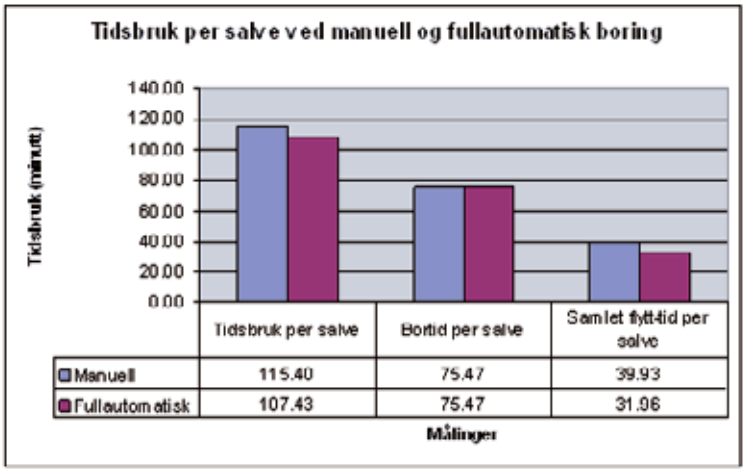
For fortsatt å kunne holde flest mulig bormaskiner i parallell drift så har Skanska tatt i bruk fullautomatisk boring som et hjelpemiddel for våre operatører. For å analysere effekten av dette så har vi fått hjelp av Bård Steinsland som våren 2009 skrev masteroppgave ved NTNU om emnet digital tunnelteknikk, og som en del av oppgaven gjorde tids- og kvalitetsstudier av fullautomatisk boring ved enkelte av Skanska sine prosjekter.

Figur 11 viser forskjell i tidsbruk per borehull for manuell og fullautomatisk boring.
Som vi kan se av grafen så er gjennomsnittlig flytt tid mellom ett hull og det neste hullet vesentlig redusert. Boretiden vil avhenge av fjellets beskaffenhet, og bormaskinens kapasitet og er i denne sammenhengen



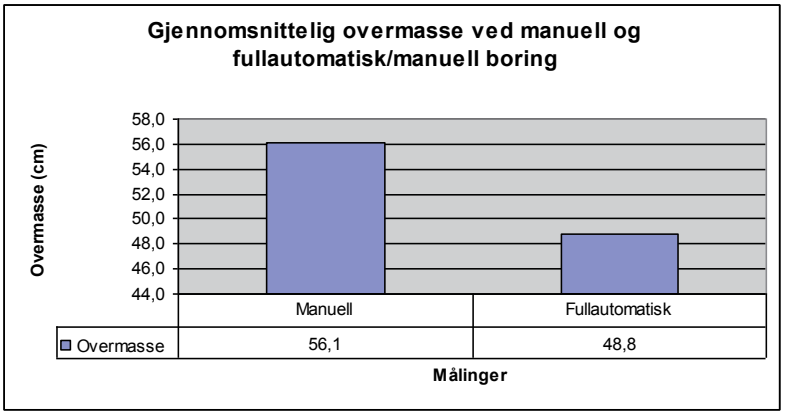

**Figur 11 - Sammenligning av tidsbruk per hull for manuell og automatisk boring**

Hvis man sammenligner salver der det er boret kun manuelt og der man deler av salva har benyttet fullautomatisk boring (totalt 42% av hullene) så ser man at på en hel salve (ca 120m2, 176 hull) så utgjør dette 8 minutter. Dette tilsvarer en reduksjon på 25% av flytt-tiden.(Figur 12). Grunnen til at ikke mer en 42% av salven er boret med fullautomatikk er blant annet at liggen bores manuelt, det kan være kollisjonsfare med andre bommer, at det ikke er tillatt med boring i auto når man har folk foran bominnfestingen på riggen, og man kan ha vanskelige fjellforhold som krever manuell oppfølging. Ved en ytterligere strømlinjeforming av prosessen vil man trolig kunne hente inn en større effekt enn dette.



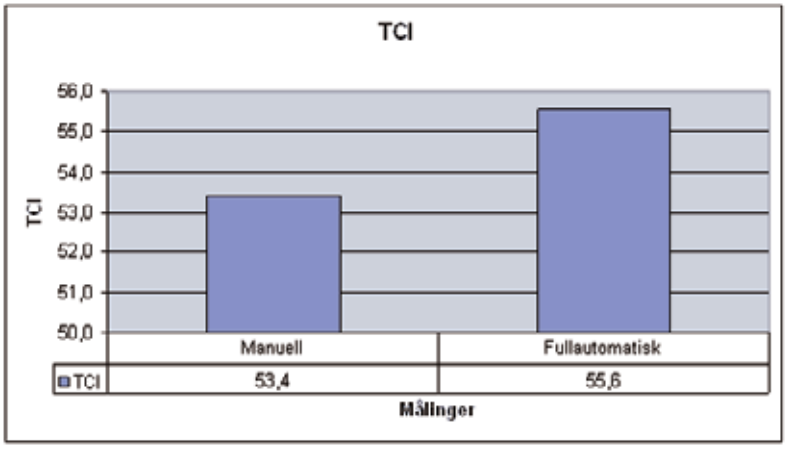

**Figur 12 - Sammenligning av tidsbruk per salve for manuell og automatisk boring**

En annen faktor som fullautomatisk boring virker inn på er kvaliteten på sprengt kontur. Analyser som ble gjort viser at man har oppnådd mindre gjennomsnittlig overmasse i de områdene der fullautomatisk boring har blitt benyttet ved boring av konturen (Figur 13).




**Figur 13 - Sammenligning av gjennomsnittlig overmasse ved manuell og automatisk boring**

Det har også blitt utarbeidet en indeks som sier noen om kvaliteten på konturen. Parametrene som inngår her er overmasse, konturens ruhet, samt variasjon i overmasse.
Vi ser her at salver der konturen har blitt boret fullautomatisk får høyere score enn ved manuell boring (Figur 14).




**Figur 14 - Sammenligning av kvalitet på konturen ved manuell og automatisk boring**

Ved fullautomatisk boring så vil fastsatt retning(stikning) på hullene følges for hvert hull, og når samme stikning benyttes for nabohull vil man dermed få en glattere kontur enn med manuell boring der stikningen ofte vil kunne variere noe i forhold til planen.

## SLUTTKOMMENTAR

Det teknologiske nivået innen tunneldriving er veldig høyt, og bruken av denne teknologien er med på å sikre at vi i de nordiske land fortsatt ligger et stykke foran resten av verden på effektiv driving av tunneler.

Vi ser imidlertid at det er enda mer å hente på både effektivisering og kvalitet ved større innsats i prosjekteringsfasen, og bedre kommunikasjon og dataflyt mellom prosjekteringsfase, produksjonsfase, samt drift og vedlikeholdsfasen.

I tillegg så finnes det mye verdifull data hos entreprenørene som ikke blir etterspurt, og som dermed går tapt.

Oppfordringen blir dermed at byggherrer setter seg inn i hva som kan bestilles, og hvilke effekter dette kan få for prosjektet, at konsulenter tar i bruk verktøy som kan levere modelldata også på tunnelprosjekter, og at konsulenter, entreprenører og byggherrer setter seg ned sammen og har en dialog om hvordan man kan få en god dataflyt i prosjektet som kan komme alle aktørene til gode.

## REFERANSER

Aas-Jakobsen, 2009, Modell fra Marienborgtunnelen

Bever Control, 2008, http://www.bevercontrol.com/filestore/BEVERTEAM-MWD.pdf

Mining & Construction, 2007, http://www.miningandconstruction.com/files//MC207_466.pdf

Nordlinen, Rune, 2009, Samtaler og informasjon om utfordringer og beregninger ved prosjektet E18 – entreprise Sørenga. Tegninger og beregningsdata.

Statens Vegvesen, 2006, Håndbok 021 Vegtunneler

Statens Vegvesen, 2008, Tegninger fra E18- Entreprise Sørenga

Statens Vegvesen, 2009, Tilbudstegninger fra Kvivstunnelen

Steinsland, Bård, 2009, Digital tunnelteknikk i Skanska

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

Teknisk sjef Roar Stenersen
Norsk Jernbanemuseum

**HISTORISK KVARTER – BERGENSBANEN**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

Sivilingeniør Heidi Berg
ViaNova Systems AS

**NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

# HELSESKADE VED BERGBORING

Regionalt verneombud Knut Jarle Rødseth

Kvartsholdig steinstøv kan gi alvorlige helseskader

Innånding av kvartsholdig steinstøv kan gi alvorlige helseskader. Det er fire sykdommer vi kan knytte direkte til kvartsholdig steinstøv: Kols (kronisk obstruktiv lungesykdom), astma, kreft og silikose.

Kols

I følge verdens Helseorganisasjon vil kols være den tredje største dødsårsaken i verden innen år 2020. Røyking er hovedårsaken, men også arbeidsmiljø og arvelige egenskaper er viktige årsaker til sykdommen.

I Norge dør det 1.400 nordmenn av sykdommen hvert år. Av disse er det 300 som dør av yrkesrelatert kols. Disse har arbeidet i et miljø med blant annet kvartsstøv og metallholdige gasser, eller i gruver og tunneler. I følge Ebba Wergeland som er overlege i direktoratet for arbeidstilsynet, kunne disse dødsfallene vært unngått med større innsats mot dårlig arbeidsmiljø.

Kvartsstøvet

De fleste bergarter i Norge inneholder kvarts. Kvarts er ikke farlig i fast form, men når det males opp og man puster det inn blir det helseskadelig. Grunnen til det er at støvpartiklene er veldig små, og skarpe.

Vanligvis blir støv fanget opp av kroppens eget forsvar. Men kvartsstøvet kan nå helt inn i lungeblærene. Det er her oksygenet blir tatt opp i kroppen og inn i blodet. Det fine, skarpe kvartsholdige støvet danner arrvev i lungeblærene, og oksygenopptaket blir ødelagt.

Hva skjer med støvet i dag?

99 % av boreriggene samlet opp støvet fra borehullene, men legger det fra seg i hauger bak maskinen. Arbeidere går rundt i dette støvet, og vinden sprer det i nærområdet.

Da vi fikk borerigger med hytte var dette et stort framskritt. Føreren kunne sitte tørt og regulere temperaturen. Boreriggoperatør tar i dag med seg støvet inn i hytten. Og i hytte med filter er man garantert at støvet forblir der.

Løsninger

Samle støv i sekker og frakte det vekk: Er mulig ved mindre arbeider.

Samle støvet i større enheter og frakte det vekk: Har en kapasitet på 2,5 kubikkmeter, noe som er normalt for en borerigg på en dag (med 76 millimeter borekrone). Dette er et brukervennlig system. Slangen kan være opp til 50 meter, og det kan være flere rigger på en konteiner. Men operasjonen krever en viss planlegging.

Kjemisk tilsetting: Støvet bindes ved hjelp av en væske som blir tilsatt ved hjelp av en dyse.

Vannspyling: Som på tunnelrigger

Personlig verneutstyr som støvmaske eller friskluftmaske

Hva sier lovene og forskriftene?

*Arbeidsmiljøloven*

§ 1-1 Formål

Lovens formål er å sikre et arbeidsmiljø som gir grunnlag for en helsefremmende og meningsfylt arbeidssituasjon, - som gir full trygghet mot fysiske og psykiske skadevirkninger, og med en velferdsmessig standard som til enhver tid er i samsvar med den teknologiske og sosiale utvikling i samfunnet.

*Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø ved bergarbeid (bergarbeidsforskriften nr. 547)*

§ 15 Forundersøkelse

Før arbeidet påbegynnes, skal geologiske, bergtekniske og andre forhold undersøkes i det omfang som er nødvendig for at arbeidet kan utføres på en sikker måte.

§ 28 boring:

Ved alle boreoperasjoner skal helseskadelig steinstøv fjernes så langt det er mulig.

§ 46 Helseundersøkelse: Dersom arbeidstakerne eksponeres for gass eller støv som kan medføre risiko for støvlungesykdom, skal arbeidstakerne gjennomgå helseundersøkelse tilpasset den risiko som vedkommende er utsatt for.

*Kjemikalieforskriften nr. 566, kap II:*

§ 6. Risikovurdering

Arbeidsgiver skal kartlegge og dokumentere forekomsten av kjemikalier og vurdere enhver risiko for arbeidstakernes helse og sikkerhet forbundet med disse.

§ 7. Tiltak.

Arbeidsgiver skal iverksette nødvendige tiltak på bakgrunn av de helse- og sikkerhetsrisikoer som fremkommer av risikovurderingen.

§ 15. Måling av forurensning i arb.atmosfæren

Dersom arbeidsgiver ikke kan dokumentere at forurensningen i arb.atm. Er på et fullt forsvarlig nivå, skal det gjennomføres regelmessige målinger.

Grenseverdi for alfa kvartsstøv er 0,3 mg/m3 og for respirabelt støv 0,1 mg/m3.

*Byggherreforskiften*

(Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser)

§ 8. Plan for sikkerhet, helse og arbeidsmiljø

Byggherre eller prosjektleder skal sørge for at det før opprettelsen av en bygge- eller anleggsplass blir laget en plan som sikrer et fullt forsvarlig arbeidsmiljø.

§ 11. Forberedelse og utarbeidelse av prosjektet

I forbindelse med forberedelse, planlegging og prosjektering skal prosjektleder, og eventuelt byggherren, legge forholdene til rette slik at sikkerhet, helse og arbeidsmiljø blir ivaretatt.

§ 12. Koordinatorens oppgave under prosjekt.

b: Utarbeide en HMS plan med spesifikke tiltak ved følgende arbeid som innebærer særlig fare for liv og helse:

2: Arbeid som utsetter personer for kjemiske og biologiske stoffer som kan medføre belastninger for HMS, eller som innebærer et lov- eller forskriftsfestet krav til helsekontroll.

Framtida

Kols kan ha 20 års inkubasjonstid. Vi må gjøre noe med kvartsstøvet nå for at dagens arbeidere skal kunne gå inn i pensjonsalderen uten kols.

**Senking av veglinje og funn av gjenstående sprengstoff**
**When lowering the road and discovering old explosives**

Harald Fagerheim
Assisterende byggeleder
Statens vegvesen Region øst

## Sammendrag

E6 prosjektet Gardermoen – Biri startet opp sen høsten 2007 med bygging av 4 felts motorveg. Parsellen som dette innlegget referer til er Skaberud – Kolomoen og har en lengde på ca 12,7 km. Det bygges i all hovedsak et nytt nordgående felt og sørgående felt utbedres og senkes fra dagens nivå flere strekninger.
Trafikken på dagens E6 med en års døgn trafikk på 12000 biler går ved siden av anleggsarbeidet i hele byggeperioden.

De store utfordringen ligger der vegbanen senkes fra 1 til 3 meter der faren for funn av gammelt gjenstående sprengstoff med tennere er en realitet. Statens vegvesen og Hæhre entreprenør fikk store utfordringer med hensyn til HMS og arbeidssikkerhet, vi valgte og gjennomføre sikker jobb analyser i fellesskap

En sikker og trygg gjennomførelse av denne typen arbeider krever godt samarbeid og en god planlegging mellom byggherre og entreprenør.
Når disse kriteriene er oppfylt er utgangspunktet for å kunne oppnå et godt resultat tilstede. Trafikantene vil kunne ferdes trykt i hele anleggsperioden.

## Summary

Late fall 2007 the building of four-line motorway on the project E6 Gardermoen – Biri started up. This presentation will be about the parcel Skaberud – Kolomoen , which has a length of about 12,7 km. Mainly the project contains building a new northbound lane, improvement and height corrections several places on the existing southbound lane. Today's traffic with 12000 cars a day will be going as usual next to the construction area.

The biggest challenge is where the height correction on the lane is preformed. The existing southbound lane is lowered between one and three meters, and the danger to find old remaining explosives and initiators is a reality. The requirements to health, environment and safety gave the owner Statens vegvesen and the contractor Hæhre AS a big challenge, and together they made the safety measure analysis.

A safe and secure performance of this type of construction requires good cooperation and good planning between owner and contractor. When meeting these criteria, the base of achieving a good result is present, and the travellers will feel safe throughout the construction phase.

## 1. Innledning

Arbeidet i denne parsellen ble gjennomført med Statens vegvesen Region øst som byggherre, Hæhre Entreprenør AS var utførende entreprenør. Utbyggingsparsellen ligger i Stange kommune i Hedmark fylke og inngår som en av flere delparseller i prosjektet Gardermoen – Biri.

Prosjektet finansieres ved statlige midler og bompenger. Kontraktstiden på gjennomføringen av parsellen ble gjennomført på 22 måneder.

Det ble i denne entreprisen bygget delvis ny firefelt E6 fra Skaberud til Kolomoen en lengde på 12 750 meter. I hovedsak ble det bygget 2 nye nordgående felt parallelt med eksisterende E6 og opprinelig E 6 er blitt et nytt sørgående løp.

Utbyggingsparsellen har til dels gått gjennom fjell, myr og blokkrik (koloer) skogsmark. Prosjekteier og byggherre var Statens vegvesen Region øst store prosjekter.

Konsulent for vegdelen var Multiconsult. Konsulent for konstruksjoner var Sweco Grøner.

## 2. Hoveddata

De vesentlige arbeidene i entreprisen omfattet følgende:

- Nytt nordgående løp parallelt med eksisterende E6 og smal midtdeler, ca 3000 m.
- Nytt nordgående løp parallelt med eksisterende E6 og bred midtdeler, ca 5750 m.
- Opprusting av eksisterende E6 til nytt sørgående løp og smal midtdeler, ca 3000 m.
- Opprusting av eksisterende E6 til nytt sørgående løp og bred midtdeler, ca 5750 m.
- Bygging av ny 4 – felts E6, ca 4000 m.
- 3 stk plasstøpte kulverter, betong ca 670 m3.
- 3 stk faunapassasjer, betong ca 3100 m3.
- Skogsrud bru, overgangsbru i limtre.
- Vikselv bru i E6, betongplatebru.
- Skavabakken overgangsbru, tospenns spennarmert platebru i betong.
- Kolostuen overgangsbru, sprengverksbru i betong.
- Kolomoen bru, skråstagbru med ståltårn og spennarmert betongplate.
- Fjellsprengning inkl sidetak ca 870 000 m3
- Det ble avfyrt 582 salver.

Statens vegvesen satte klare begrensninger for utførelsen av alle sprengninger. Blant annet kunne trafikken på E6 kun stanses innenfor følgende tidsintervaller:

Mandag – torsdag: kl 08.45 – 14.00 og 17.45 – 21.00.
Fredag: kl 08.45 – 13.00.
Lørdag: kl 07.45 – 18.00.

Trafikkstans begrenses til maksimum 12 minutter per salve. Disse trafikkstansene var begrenset til kvart på hel time innenfor tidsintervallene slik at ekspressbusser i minst mulig grad ble hindret. Videre er tidsintervallene valgt for å skape minst mulig hindringer for rushtrafikken.

**3. Senking av eksisterende E6**

*Figur1. overgangen mellom gammel og ny veg.*

Statens vegvesen var klar over muligheten til å påtreffe gammelt sprengstoff under eksisterende E6 allerede under prosjekteringen. Dette var også et viktig moment i byggherrens risikovurdering i konkurransegrunnlaget.

Hæhre Entreprenør AS var oppmerksom på faremomentet helt fra oppstarten av entreprisen. Torsdag 8.mai 2008 var det et sprengningsuhell i forbindelse med utvidelsen av eksisterende E6, hvor det ble gjort materielle skader på brakkerigg og et par biler. Byggherren stanset alle sprengningsarbeider på prosjektet og varslet samtidig politi, DSB og Arbeidstilsynet om uhellet.Det ble da gjort funn av gammelt sprengstoff med tennere i røysa fra tidligere utbygging ca år 1970. Da E6 trafikken kun går noen få meter fra pall og med de funn av sprengstoff som vi hadde overlot vi utfordringen til politiet. Politiet tok umiddelbart affære og stilte med egne sprengstoffeksperter og de fant gammelt sprengstoff av polsk fabrikat med ukjente tennerfabrikat. Etter politiets gjennomgang fikk byggherren og Hærhe Entreprenør AS positiv respons på hurtig og korrekt fremgangsmåte. Det ble også gitt ros gode beslutninger, fremgangsmåter og observasjoner i prosessen, samt at lovverket ble svært godt ivaretatt. Statens vegvesen og Hæhre Entreprenør AS besluttet i felleskap og lage nye prosedyrer/sikker jobb analyser ved funn av gammelt sprengstoff med tennere.

***Fig 2. Gammelt sprengstoff med tennere.***
*Foto: Hans Frøslid, Hœhre Entreprenør AS.*

***Fig3. Gammel og ny E6***

*Fig 4. Rensk av fjelloverflate.*

*Fig 5. Rensk og blottlegging av fjelloverflate.*

**4. Følgende prosedyrer/prosesser benyttes der det kan være udetonert sprengstoff.**

*Pros 14.69 Bygging og senere fjerning av sikringsvoll*

*Spesiell beskrivelse:*

a)Prosessen gjelder områder der det er en mulighet for å påtreffe sprengstoff med tennere fra tidligere utførte arbeider på stedet. Området omfatter sikring med alpingjerde påmontert skilt med adgang forbudt. På partiene der udetonert sprengstoff kan skape fare for omgivelsene omfatter prosessen en sikringsvoll etter nærmere avtale med byggherren. Prosessen omfatter transport av masser innenfor anleggsområdet, bygging av voll, samt fjerning av vollen. Prosessen inkluderer samtidig kostnadene for alpingjerde.

c) Vollen utformes i samråd med byggherren. Ved behov skal vollen være over 3 meter høy.

x) Mengden måles som utført volum målt ved profilering av vollen. Enhet:m3

*Pros 21.41 rensk, nøyaktighetsklasse 1*
Prosessen taes med, og gjøres gjeldene på partier der det er en mulighet for å påtreffe sprengstoff med tennere fra tidligere utførte arbeider på stedet.

*Pros 21.49 Spesielle tiltak ved risiko for gjenstående sprengstoff med tennere.*

*Spesiell beskrivelse:*

a) Prosessen gjelder områder der det er en mulighet for å påtreffe sprengstoff med tennere fra tidligere utførte arbeider på stedet. Prosessen omfatter ekstrakostnader utover det som framgår av prosess 21.41 for å ivareta sikkerhet.

c) Personell med kompetanse fra tilsvarende arbeider er en forutsetning for gjennomføring av arbeidet. Ansvarlig skytebas skal være tilstede under hele arbeidsprosessen. Ved utførelsen av arbeidet skal det benyttes gravemaskin med gitter og splintsikkert glass foran frontvindu. Rensk skjer med gravemaskin med pusseskuff og spylerensk med luft og blåserør.
Det må renskes på begrensede områder underveis. Spyle og blåseutstyr inkl handredskap til rensk av fjelloverflaten kan benyttes i tilegg.

e) Timelister overlevers byggherre påfølgende dag.

x) Mengden måles som medgått tid for samlet enhet bestående av formann og maskin inklusiv maskinfører og nødvendig utstyr. Enhet: timer.

*Pros 22.9 Håndtering av gjenstående sprengstoff med tennere.*

*Spesiell beskrivelse*:

Prosessen gjelder områder der det er en mulighet for å påtreffe sprengstoff med tennere fra tidligere utførte arbeider på stedet. Ved funn av gamle borehull med gjenstående sprengstoff/tennere bores det med en mindre boredimensjon et kvadratisk mønster rundt det udetonerte hullet. Videre dekkes salvene med subbus, absoberende masser og dekkes deretter med tung skytematte hvoretter dette detoneres.

Utskutt masse kontrolleres for evt. sprengstoffrester. Retningslinjer for boring i nærheten av ladede hull skal følges. For å hindre at en riving bakover i massen fra bakkant salve skal dra med seg evt. Bakenforliggende hull, opprettes det en sikkerhetssone på maks gammel hulldybde minus 50 % slik at kontrollert område bakover også er sikret.

x) Mengden måles som sikkerhetstiltak pr hull med mistanke om gjenværende udetonert sprengstoff. Enhet: stk

***Fig 6. Sikringsvoll***

**5. Sluttkommentar**

Den største utfordringen ved senkning av eksisterende veg er HMS og at E6 trafikken går inntil arbeidsområdet hele veien. Ettersom det ikke finnes omkjøringsmuligheter, blir gjennomføringen av sprenging meget utfordrende fordi det daglig passerer over 12.000 kjøretøy inkludert mange utrykningskjøretøy.

Veglinja har blitt senket stykkevis gjennom hele parsellen og til sammen ca 6000 m2 er saumfart og friskmeldt for gjenstående sprengstoff med tennere.

Det er gjennomført 584 sprengninger i løpet av byggeperioden. Bortsett fra tre uhell i starten av prosjektet er gjennomføringen av sprengningsarbeidene utført på en glimrende måte. Jeg vil berømme Hæhre Entreprenør AS for et godt og konstruktivt samarbeid, høy fokus på HMS og en positiv innstilling til gjennomføringen. Det har vært flere utfordrende og farefulle arbeidsprosesser i denne prosessen som har krevd god faglig innsikt.

Etter at byggherren og Hæhre Entreprenør AS i felleskap gjennomførte sikker jobbanalyser og en kartlegging av omfanget, har det ikke vært noen uhell eller avvik fra gjennomførte aktiviteter. Samarbeidet mellom Statens vegvesen og Hæhre Entreprenør AS har endt opp med nye prosesser og endrede rutiner. Dette vil både fremtidige byggherrer og entreprenører få stor nytte av.

# OSTER BRUDD AS;
# -BRUDDUTVIDELSE I MOTBAKKE

**Oster brudd AS; about expanding a quarry in a very steep mountain**

Bergingeniør Vegard Løwø, Oster Brudd AS

**SAMMENDRAG**

Oster Brudd AS driver sprengning, opplasting og transport av stein til sjakt for Oster Pukk og Sand på Eikefet nord for Bergen. Uttaket av stein ble i løpet av 2008 flyttet fra kote 31 i det gamle bruddet og opp til kote 317 på toppen av Husafjellet. Det nye området er svært bratt og operatørene blir utsatt for mange utfordringer i deres daglige virke.

**SUMMARY**

Oster Brudd AS are running a Quarry in the steep mountain Husafjellet approximate one hour drive north of the city Bergen, in west-coast of Norway.

## 1. INNLEDNING

Oster Pukk og Sand AS driver produksjon og salg av pukk og grus på Eikefet ca. 1 times biltur nord for Bergen. Den årlige produksjonen ligger i underkant av 2 millioner tonn. Steinen kjøpes levert i sjakt fra datterbedriften Oster Brudd AS.

**Massetak på Eikefet**

Oster Pukk og Sand AS har drevet massetak på Eikefet i snart 40 år. Uttaket startet i forekomstene av sand langs Eikefet-elva. Overgangen til knusing av fjell kom da Statens Vegvesen startet driving av tunnelene som fører E39 nordover gjennom Eikefet og til

Romarheim. For å sikre tilgang til nye steinressurser ble det prosjektert et dagbrudd på Husafjellet (kote 200) med tilhørende sjakt. Ny grovknuser ble planlagt i bunnen av sjakta (kote 34) med tilhørende beltestoll ut til finknuseverket som ble plassert ute i dagen.
Da anlegget ble satt i drift for snart 35 år siden var det et meget effektivt og moderne pukkverk.

**Behov for utvidelse av bruddet**
Den årlige produksjonen på Eikefet økte jevnt og trutt og lå lenge på omlag 1 million tonn. Etter 20 års kontinuerlig drift var det et klart behov for å øke ressursgrunnlaget på stein. Bedriften så for seg at en naturlig utvidelse av bruddet ville bli mot nord og ut mot Eikefet i vest.

**Utvidelse av bruddet får motstand**
Den planlagte utvidelsen av bruddet fikk stor motbør fra Fylkesmannen i Hordaland. Miljøvernavdelingen påpekte at Eikefetelva er ei referanse-elv og varig verna. Fylkesmannen påpekte at eventuelle endringer i nedslagsfeltet til elva og avrenning fra bruddet ikke kunne aksepteres. Det ble også vist til at man ikke ønsket at bruddet skal kunne sees fra en tursti som går over Sæterfjellet på vestsiden.

**Produksjonen øker og bruddet minker.**
Prisene på pukk og grus har ligget stabilt lavt i mange år. Den generelle kostnadsøkningen i samfunnet må i pukkverkene kompenseres med produksjonsøkning og effektivisering.
På Eikefet medfører dette at produksjonen fra år 2000 og frem til idag gradvis øker opp mot 2 millioner tonn/år.
Den planlagte utvidelsen av bruddet tar på grunn av innsigelser fra Fylkesmannen lengre tid enn planlagt og steinbruddet tømmes langt fortere enn forutsatt.

**Aktivt brudd øst for vannskillet.**
For i det hele tatt å ha stein å drive på besluttet bedriften seg for å trekke grensene for aktivt brudd til øst-siden for vannskillet på Husafjellet. Man var klar over at dette ikke er noen god løsning men endringen gjør at Fylkesmannen aksepterte planene siden vassdraget på Eikefet ikke lenger ble berørt av planene.

**Ny Driftsplan.**
Den nye godkjente driftsplanen for Husafjellet medførte at det lille fjellet vil bli delt på langs av en meget høy skjæring.
På Eikefet sida av fjellet stuper fjellet bratt ned ca. 250 meter. Den flate toppen av fjellet vil på det smaleste bli om lag 50 meter før den nye bakveggen på østsiden stuper 270 meter ned i Urdalen.

Illustrasjon: Nordwest 3D AS, Måløy

**Flytting av produksjonen fra kote 31 til 317.**
Den godkjente driftsplanen for Husafjellet medførte at daværende entrepenør i bruddet (Djønne Maskin Eikefet AS) kunne starte bygging av vei opp til toppen av Husafjellet,.
Den gamle sjakta fra dagbruddet og ned til grovknuseren ble ombygd slik at man kan tippe stein både fra kote 117 og 174.
Produksjonen ble flyttet nede fra kote 31 og opp til kote 317 i løpet av vår/sommer 2008.
Driften i bruddet ble i denne perioden utført i et samarbeid mellom Flage Maskin fra Voss og Oster Brudd AS.

**Stor produksjon i bratt terreng gir utfordringer.**
Hovedveien opp på Husafjellet var svært smal og lå stedvis med en stigning på 1:5. Veibredden i fjellskråningen var så smal at salvene gikk over veien. Før sprengning måtte en lastemaskin og en pikkemaskin plasseres på oversiden av salva og på nedsiden måtte det være en hjullaster for å ta oppsopet.
Det var i perioder nødvendig å benytte ledd-dumpere til steinkjøring siden tipp-truckene ikke klarte å rygge opp til den nye salva.

**Stor produksjon på lite tilgjengelig areal gir utfordringer.**
På toppen av Husafjellet var området som lå til rette for drift meget begrenset. Dette er ikke så problematisk hvis produksjonen er liten men hvis man ønsker et uttak på 50.000 tonn/uke så blir mangelen på angrepspunkter en stor utfordring.
Effektiv drift i dagbrudd krever at bruddet har mer enn ett angrepspunkt.
Det er svært uheldig for kapasiteten i et brudd at en ny salve ikke kan skytes før den gamle salva er utlastet.

**Ny utvidelse av bruddet?**
Den godkjente driftsplanen på Eikefet er et kompromiss mellom hensyn til vern av vassdrag og et ønske om å sikre ressursgrunnlaget til en bedrift som har gitt ca 50 arbeidsplasser i flere tiår.
Det har i den senere tid vært avholdt flere positive møter med Fylkesmannens Miljøvernavdeling i Hordaland. Både utfordringene omkring det visuelle fra en tursti og avrenningen fra bruddet ser ut til å kunne løses på en konstruktiv måte.
En ny utfordring som har kommet opp som et argument er at man ikke ønsker at det visuelle inntrykket fra landskapet skal forandres i et vernet vassdrag.

**Forslag til ny trase for E39.**
Statens Vegvesen har planlagt å bygge ny E39 fra Eikefet til Romarheim.
Det har vært lagt frem 7 forskjellige trase-valg hvor ett forslag går under bruddet på Husafjellet og 6 mulige traseer går langs sjølinja.
Industriområdet på Eikefet ligger meget trangt plassert og bruddet på Husafjellet må utvides hvis det skal være aktivitet i området på lang sikt.
Bedriften har derfor lagt frem et alternativt forslag til ny E39 på nord-sida av Husafjellet.
Dette forslaget har vært diskutert og modifisert i Statens Vegvesen og er nå tatt med i planleggingen som trase 8.
Veglinja i trase 8 går over det verna Eikefet vassdraget og kan medføre at grensene for vern må justeres. I et slikt tilfelle blir det visuelle inntrykket omkring elva uansett endret og dette kan senere gi muligheter også for en utvidelse av steinbruddet.

**Sluttkommentar.**
Som tidligere nevnt vil mange massetak oppleve å måtte øke produksjonen for å kompensere for økte kostnader. Et høyere nivå på årlig uttak medfører at levetiden innenfor godkjent plan går ned.
Situasjonen i bruddet på Husafjellet er et ekstremt tilfelle fordi området er svært bratt.
Allikevel kan dette illustrere hvordan uforutsette hindringer kan medføre at ting tar veldig lang tid.
Etter undertegnedes mening bør det monteres varsellamper for langtids-planlegging i massetakene slik at det blir satt i gang tiltak mens det er god tid.

| | |
|---|---|
| Grønt lys: | Levetiden for steinressursene er mer enn 40 år. |
| Gult lys: | Levetiden for steinressursene er mindre enn 40 år. |
| Rødt lys: | Levetiden for steinressursene er mindre enn 20 år. |

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# BERGBOLTER – KVALITET, KRAV & DOKUMENTASJON

## Rockbolts – quality, specification & documentation

Jørn Reite – Markedssjef, Vik Ørsta AS

## SAMMENDRAG

”Drill & blast” metoden er brukt i vid utstrekning i Norge i dag. Vi har flere verdensrekorder i tunneldriving og fokuset ligger naturlig nok på inndrift. Det vi ikke er så gode på er kvaliteten i det vi gjør. Hastigheten ved fremdrift og lave kostnader er ting det fokuseres på i bygge-perioden. At materialene og utførelsen ikke alltid er gode nok kommer i andre rekke. Statens Vegvesen sine handbøker skal stille krav til kvalitet til materialene som brukes og til utførelsen ved montasje og bruken av dette utstyret. Det er leverandørene som har ansvaret for å produsere og levere produkt i rett kvalitet og også kunne dokumentere at denne kvaliteten stemmer. Det er avgjørende at kravene refererer til rett Standard slik at det ikke hersker noen tvil om hvilke krav som gjelder. Enkelte Standarder har også definert en testrutine som skal bevise at rett kvalitet er oppnådd. Dette bør være av stor interesse for byggherren, og det kan også være en ide at det tas tilfeldige stikkprøver der kvaliteten kontrolleres av tredje part. Aktuelle tester kan være strekkforsøk for å kartlegge en brudd- og deformasjonskurve. Den vil fortelle oss om egenskapene ved en sikringsbolt med tanke på forlengelse, flyt- og bruddlast, som er helt avgjørende egenskaper for en endeforankret fjellbolt montert i for eksempel sprakefjell. Med tanke på levetid er det viktig at prosessene som varmforsinking og pulverlakkering blir utført i henhold til Standarder og at vedheften blir testet og dokumentert. Sikringsboltene må behandles med varsomhet ved lagring og montasje slik at overflaten og lakkbelegget ikke påføres skade, som kan danne grunnlag for korrosjon. Det er flere ting som spiller inn og som kan ha innvirking på sluttresultatet. Derfor er det viktig med klare krav, rett kvalitet, god utførelse, streng kontroll og dokumentasjon. Man får som regel det man betaler for, og det gjelder også innen tunnelbygging.

## SUMMARY

In Norway the Drill & Blast method is to-day the most common way of making tunnels. Norway holds a numerous of World records in making tunnels, however the focus is not on the quality of the tunnel but mostly the speed of the work. We will need to change focus more on to the quality of the job in the future. The speed of progress of tunneling and the request of low cost is emphasized during the construction period. The quality of products and materials used comes

very often not first but unfortunately on second place. The Public Road Administration are publishing the regulation in forms of handbooks were they make demands related to quality of material, performance during installation and control of the equipment. It is the responsibility of the supplier of this equipment to manufacture and to deliver according to demands and to be able to prove the right quality.
It is crucial that the demands are referring to well known Standards to make sure that there are no doubt around what demands that are in force. Some Standards define routines related to testing procedure that will state that correct quality is achieved. This must be of great interest to the owner of the tunnel and one proposal will be to carry out additional spot test of the quality at example a third part. Actual tests may be pull-testing of rock bolts in order to state the yield- and break load together with elongation performance that will be vital property for an end anchored rock bolt installed in spalling rock. In the terms of lifetime it is important that the processes of hot dip galvanizing and powder coating are carried out according to correct Standard and that the quality is tested and documented. Rock bolts must be handled with care during storage on site and during installation in the tunnel to avoid damage on the surface of the products. Damage can result in corrosive attack in the future. Finally it is important to emphasize the importance of the demands for tunneling being unique and not to be misunderstood. That the quality is correct, the installation is carried out in a good manner, together with focus on inspection and documentation in tunneling, will give a good result and long lift time.

## INNLEDNING

I Norge er vi stolte av vår norske metode for tunnelbygging. Vi bygger stadig flere tunneler og vi bygger dem stadig fortere. Inndrift er måleenheten som blir referert til i de fleste sammenhenger. Vi effektiviserer og rasjonaliserer i det meste innen tunneldriving. Den internasjonale tunnelbransjen lar seg imponere av at vi i disse harde fjellmassene klarer å lage hullet i fjellet innenfor tidsrammer og med presisjon til fingerspissen. Ja, vi bygger like godt under havet som over havnivå og besitter i dag rekorder som verdens lengst vegtunnel , Lærdalstunnelen på 24.5 km og verdens dypeste undersjøiske vegtunnel, Eiksundtunnelen som går ned til 287 meter under havnivået. Vi har i tillegg en rekke fjellhaller både for lagring av olje- og gassrelaterte produkter, samt fjellhaller for parkering og sportslig aktiviteter. Imponerende, og man kan jo bare spørre hva som blir den neste verdensrekorden innen tunnelbygging her til lands. Kanskje man skulle komme med forslag til nye rekorder; hva med verdens sikreste tunnel eller verdens beste tunnel med tanke på levetid - her må det da være noen muligheter.

Eiksund tunnelen

I dette foredraget vil jeg fokuserer på en meget viktig komponent og en avgjørende detalj for at vi kan bygge tunneler som vi gjør og bygge tunneler som varer den tiden de er bygget for. Sikringsbolter har vært brukt som en stabilitetsfremmende metode i norske tunneler i mer en 30 år og i dag brukes de fortsatt, men da i kombinasjon med sprøytebetong. Stabilitetssikring av fjellet representerer en beskjeden andel av kostnaden ved tunnebygging, men den er avgjørende for tryggheten for folket som jobber på stuffen og senere for tryggheten for deg og meg som brukere av tunnelene i flere år fremover. Retningslinjene for tunnelbygging utarbeides normalt av Vegdirektoratet, der det settes en rekke krav til utførelse, kvalitet, funksjon og levetid. Videre er det Statens Vegvesen i de forskjellige regionene som er byggherre og har ansvaret for at tunnelene blir bygget i følge gjeldende kravspesifikasjoner og i henhold til handbøker og prosesskode.

## GJELDENDE KRAV

Det er i all hovedsak Statens Vegvesen sine handbøker og prosesskode som innholder kravene som gjelder for bygging av vegtunneler. Disse handbøkene blir revidert fra tid til annen og oppdatert i tråd med nye krav eller endring av allerede etablerte krav. Det er i all hovedsak 4 handbøker som omhandler tunneler om forskrifter, normaler, retningslinjer, beskrivelse av metoder etc. fra forundersøkelse til ferdig tunnel. I tillegg til disse 4 er det også en Handbok 163 som omhandler vann- og frostsikring av vegtunneler.

### Publikasjoner for tunnelbygging er:

Handbok 021 gjelder for alle typer vegtunneler fra tidlig planlegging til ferdig tunnel, samt drift, vedlikehold og levetidsbetraktninger. Sist revidert november 2006, neste revisjon er under arbeid nå.

Handbok 025 – Prosesskode 1 som gjelder standard beskrivelse for vegkontrakter, og dekker både anleggsarbeid, drift og vedlikehold ved tunnelbygging. Sist revidert november 2007.

Handbok 2538 – Arbeid foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler. Rapporten foreslår metoder og utførelse av permanent stabilitetssikring og forbolting ut fra etablerte krav i de andre handbøkene. Dette er en foreløpig utgave som ble utgitt i desember 2008.

Handbok 215 – Fjellbolting, som er en revidert utgave av 'Handbok i fjellbolting', utgitt i april 1994. Denne publikasjonen omhandler funksjonskrav og dimensjoneringsregler for godkjente løsninger for bolter og forankringssystem. Sist revidert mars 2000.

Dersom vi ser nærmere på hva disse handbøker stiller av krav til stabilitetssikring, fjellbolting og korrosjonsvern kan vi spesifisere på følgende måte:

**Kvalitetskrav til stabilitetssikring i henhold til dagens handbøker**

**Bergbolter** er omtalt i både Handbok 025 og 215. Det stilles krav om at boltene skal ha en diameter Ø20mm med kvalitet B500C i henhold til NS 3576-3 som er en Standard for kamstål.

**Bruddforlengelse** er ikke nevnt i HB 025 og 021, men fremkommer i HB 215 der det er ønsket en ca. 4 % bruddforlengelse. Det er heller ikke nevnt krav til flytegrense eller bruddlast til boltene.

**Underlagsplate** er beskrevet i HB 025 og 215 og skal ha en diameter minimum 150mm og tykkelse minimum 5mm. Det settes ikke krav til deformasjonsforløpet eller kapasitet til underlagsplaten.

**Halvkule** er beskrevet i HB 025 og 215 og skal dekke et vinkelavvik i forhold til underlaget fra 0 til 25 grader. Ellers er det ikke stilt noe krav til dette produktet.

**Korrosjonsvern** er nevnt i forordet i HB 021 der det fokuseres på levetidsbetraktninger. Bare boltene er beskrevet og skal i spesielt korrosjonsfarlig miljø og alltid i undersjøiske tunneler at det benyttes en kombinasjon av varmforsinking og pulverlakkering med epoxy eller tilsvarende korrosjonsbeskyttelse. Dette er en lite spesifikk beskrivelse og gir åpning for dårlig kvalitet.

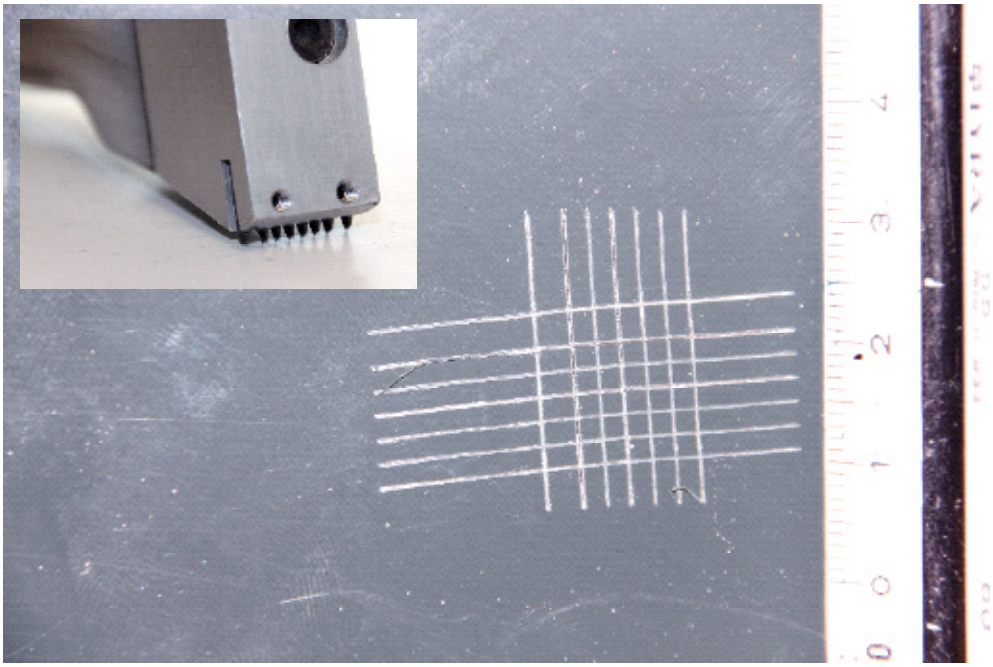
HB 025 beskriver korrosjonsbeskyttelse av både bolter, underlagsskive og halvkule med krav om varmforsinking i henhold til NS-EN ISO 1461, minimum tykkelse 65 um, og pulverlakk med epoxy i henhold til til pr.EN 13438. Det settes imidlertid ikke noen spesielle krav til forbehandling før pulverlakk, noe som er helt avgjørende for vedheft og levetid. Dessuten er pr.EN 13438 er standard for fremstilling av pulveret. Man burde bruke pr. EN 15773 som er en Standard som omhandler bruken av pulverlakk og er derfor en mye bedre Standard med tanke på korrosjonsvern og levetid.

## FORBEDRING AV KRAVSPESIFIKASON

### Korrosjonsbeskyttelse

Når det gjelder levetidsbetraktninger er det helt avgjørende at det settes meget strenge krav til utførelsen av korrosjonsbeskyttelsen. Dagens krav refererer til Standard pr.EN 13438 som er beregnet på fremstilling av epoxy-pulveret, mens den nye Standard pr. EN 15773 er beregnet på bruken av epoxy pulverlakkering av varmforsinket stål produkter. Dette gir en vesentlig forskjell som definitivt gir et bedre og mer optimalt resultat. Det er helt avgjørende for lang levetid at forbehandlingen etter galvanisering og før pulverlakkering er best mulig. Den Norske Pulverlakkteknisk Forening konkluderer med at forbehandling har mye å si for levetiden i de forskjellige miljøklassene. Dersom denne forbehandlingen begrenses til bare sandblåsing vil man bare oppnå normal levetid i miljøklasse C2 / C3. Ønsker man et mer bestandig produkt med lang levetid i miljøklasse C5, som tilsvarende en undersjøisk tunnel, må man forbehandle med minimum sinkfosfatering. Tabellen under viser effekten av forskjellige metoder av forbehandling, der grønt felt indikerer ”anbefalt” og rødt felt indikerer ”ikke anbefalt” forbehandling.
Sinkforfatering er en kjemisk prosess som gir sinkbelegget en ru overflate og etterlater et fint krystallinsk belegg. Dette gir da en overflate som gjør at pulverlakken får en god vedheft til underlaget og godt samvirke med sinkbelegget under. Da er korrosjonsbeskyttelsen ivaretatt på en meget tilfredsstillende måte. Man har da oppnådd et belegg med stor slitestyrke, god vedheft og et korrosjonsvern som holder i mange år selv i et korrosivt miljø. Ønsker man å teste vedheften av pulverlakksjiktet er det anbefalt å benytte en gitter-test som beskrives i ISO 2409.

| **Norsk Pulverlakkteknisk Forening Forbehand. av varmforsinket stål før lakk** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Forbehandling \ Korrosjonsklasse** | **C1** | | **C2** | | **C3** | | **C4** | | **C5 (I+M)** | |
| Avfetting | | | | | | | | | | |
| Sand- / glassblåsing | | | | | | | | | | |
| Jernfosfatering | | | | | | | | | | |
| Kromatfri forbehandling | | | | | | | | | | |
| Nanoteknologi | | | | | | | | | | |
| Sinkfosfatering Trikation (Combi Coat ) | | | | | | | | | | |
| Kromatering | | | | | | | | | | |



ISO 2409 – Gittertest for lakk og maling.

I fabrikk gjennomføres denne testen normalt 2 ganger pr. skift og arkiveres for senere dokumentasjon sammen med måleresultater av sjikttykkelsen. I praksis benyttes et spesielt verktøy med et sett skarpe kniver med 2mm avstand. Dette verktøyet riper gjennom lakksjiktet og ned til sinkbelegget. Deretter gjør man samme øvelsen med 90 grader vinkel i forhold til det først og det dannes et rutemønster. Man fester deretter en kraftig tape (limband) over rutemønsteret og når man fjerner tapen skal alle rutene være intakt uten avflassing. Dette er en meget effektiv testmetode for å kontrollere vedheften mellom sink- og lakkbelegget på. Det gjøres oppmerksom på at testen krever et plant underlag og at det må lages egne teststykker som kontrolleres i fabrikken.

**Sikringsbolter**

Når det gjelder krav til sikringsbolter må det bli mye mer fokus på bruddforlengelse enn det er i dag. For at en bergbolt skal virke optimat må den kunne være sammensatt slik at den har mulighet til å forlenges. Ved bevegelser i fjellmassene må bolten kunne tåle strekk slik at det blir et samspill mellom de andre boltene i området. En bolt klarer kanskje ikke å bære all lasten selv og må da kunne strekke seg litt for at nærliggende bolter kan hjelpe til å stabilisere fjellet. En Ø20mm kamstål bolt som er gjenget med M20mm gjenger vil ikke utnytte forlengelsen langs hele boltestammen, men bare kunne gi forlengelse i gjengepartiet som har et redusert tverrsnitt. Man for da minimal forlengelse lokalt i gjengepartiet og et for tidlig brudd i dette området av bolten. Dersom tverrsnittet på boltestammen reduseres tilnærmet tverrsnittet i gjengepartiet, vil man oppnå en forlengelse langs hele bolten, og få en mye mer fleksibelt last/deformasjon forløp.

Videre må det ikke bare settes krav til kvalitet og diameter som i dag, men også spesifiseres krav til flytegrense, bruddlast, bruddforlengelse og testing der last / deformasjonskurven ligger innenfor gitte grenser. Det er også viktig at det benyttes bolter av typen kamstål da kammene har en vesentlig større lastopptak enn for eksempel fingjenget gjengestenger.

**Underlagsplate og halvkule**

I Norge har det opp gjennom alle år bare vært benyttet runde og/ eller trekantet underlagsplate for bergbolt. Kravet til de sirkulære platene har vært minimum diameter Ø150mm og minimumstykkelse 5,0mm. Nye produksjonsmetoder og nye materialkvaliteter gjør det nå mulig å produsere disse platene på flere måter. Det er ønskelig at kravet om sirkulære plater med en gitt diameter kan fravikes og at nye typer plater som tilsvarer de gamle platene med tanke på areal og styrke kan utformes. Plater kan lages i tynnere gods dersom disse enten preges med forsterkningsribber eller i en høyere stålkvalitet. Platene må dekke et minimumsareal og har et bruddforløp som indikerer at lasten i bolten nærmere seg flytegrensen og fortelle lastopptaket som ligger i hver bolt. Videre er det viktig at platene og halvkulene fungerer i lag slik at man innenfor vinkelavviket på 25 grader ikke får gjennomlokking av halvkula ved store belastninger. Det er også behov til å sette klare krav til montasje av boltene slik at vinkelavviket på plata ikke overskrider maksimumsverdien. Halvkula må ha et godt anlegg mot hullet i plata og være kraftig nok til å unngå kollaps ved høye belastninger.

## SLUTTKOMMENTAR

Levetidsbetrakninger må komme mer i fokus når man bygger tunneler enn slik det praktiseres i dag. Konsekvensene ved å spare i byggetiden får man veldig fort igjen på vedlikehold og drift med store kostnader i forbindelse med en altfor tidlig rehabilitertingsjobb. Derfor er det viktig at det settes strenge krav til utførelse av slike prosjekt. I handbøkene stilles det krav til kvalitet, funksjon, korrosjonsvern og levetid. Det er videre viktig at utførelsen og montasjen av stabilitetssikringen blir utført i henhold til dette regelverket og at monteringsinstruksen fra leverandøren blir fulgt. Kontrollen ute på anlegget må sørge for at utførelsen blir overholdt og at ikke bolter og annet utstyr blir montert feilaktig. Det må også kreves dokumentasjon fra leverandørene på at produktene holder rett kvalitet og denne dokumentasjonen kan fremlegges på oppfordring.

## REFERANSER

Statens Vegvesen, nov. 2006, Handbok 021, Normalen for vegtunneler
Statens Vegvesen, nov. 2007, Handbok 025, Prosesskode 1, Standard beskrivelsestekst for vegkontrakter.
Statens Vegvesen, des. 2008, Rapport nr. 2538, Arbeid foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.
Statens Vegvesen, mars 2000, Handbok 215, Fjellbolting (veiledning).
ISO 2409 – Gittersnittprøving av lakk og maling.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# ALKALIE FRIA SPRUTBETONG ACCELERATORER – FRÅN CEMENTKEMI TILL PROJEKTUTFÖRANDE.

# ALKALI FREE SHOT CRETE ACCELERATORS – FROM CEMENT CHEMISTRY TO PROJECT EXECUTION.

Chemical Engineer Martin Hansson, SIKA, F&U Chef Betong Norden

**SUMMERING**
Utveckling av sprutbetongaccelerator (förkortas fortsättningsvis ACC) för sprutbetongapplikationer går ständigt framåt. Fokus har oftast legat på att skapa mycket snabba och distinkta reaktioner mellan cement och själva ACC.

Kraven på ACC prestanda och sprutbetongapplikationen har varit väl definierad av beställaren eller konstruktören som en funktion av hållfasthetsutveckling och beständighet, men sällan på den färska sprutbetongens direkta reaktion med ACC för uppfyllande av adekvat prestanda i det tidiga vidhäftningsskeendet mot den sprutade kontaktytan.

Flera faktorer kan vara mycket avgörande för valet av ACC och dess sammansättning som t.ex. högt vattentryck från berggrunden eller poröst berg. Dessa i kombination med övriga krav ger mycket bra grunddata för den kemiska komponeringen av ACC och vidare hur dess reaktion blir med olika cementtyper och därmed egenskaperna på den slutgiltiga sprutbetong applikationen.

**SUMMARY**
Development of accelerators (hereafter mentioned ACC) for shotcrete applications are continuously evolving. The focus has often been to create very rapid and distinct reactions between cement and the ACC.

The requirements for accelerators performance and the final shotcrete application has been well defined by the client or the designer as a function of strength development and resistance, but rarely in direct response to the fresh shotcrete and its reaction with the ACC to achieve important adhesion properties to the substrate in the very early stage.

Several factors may be very decisive for the choice of ACC and its composition, such as high water pressures from bedrock or porous rock. These combined with other requirements provides excellent baseline data for the chemical composition of the ACC and also how its reaction will be with different cement types and the properties for the final shotcrete application.

**INLEDNING**

Som en bakgrund i arbetet att definiera olika typer av ACC och deras prestanda gentemot olika cementtyper delades inledningsvis acceleratorn och cementet upp i sina grundkomponenter med avseende på reaktivitet och hydratationshastighet.

Cement har som känt fyra stora hållfasthetsgivande komponenter/klinkerfaser om man ser till reaktioner med sprutbetongacceleratorer.
Gips finns med som en tillsatt bindetidsreglerare hos cement men genererar inte någon direkt hållfasthet i kombination med ACC, dock kan ökad gelbildning ske vid reaktion med vissa komponenter i acceleratorn.

| Cement (Klinkerfas) | Norcem std FA (CEM II / A-V 42,5R) (%) |
|---|---|
| C3S | 62 |
| C2S | 13 |
| C3A | 8 |
| C4AF | 10 |

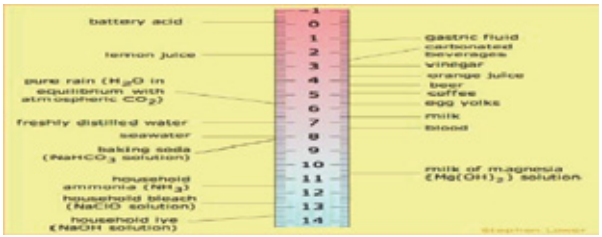
Figur 1. Exempel från en summeringsberäkning av de olika klinkerfaserna i Norcem std FA

Till detta kommer flygaska som ett puzzolant material dvs. ett material som kräver kalciumhydroxid, $Ca(OH)_2$ för att reagera och utveckla hållfasthet. Denna reaktion påverkas inte direkt av ACC men indirekt genom att acceleratorn accelererar utfällningen av $Ca(OH)_2$ vilket medför ökad tillgång på reaktionsmaterial för det puzzolana materialet.

Genom att studera klinkerfaserna och deras reaktion kunde sedan utvärderas de enskilda komponenternas reaktivitet hos ACC och cement. Detta gav stora möjligheter att sedan styra eller komponera ACC för olika typer av cement och därmed mer funktionsanpassade sprutbetongapplikationer som t.ex. höga vattentryck / flöden från bergvägg.

Inom ACC finns det tillgång på ett stort antal kemiska ämnen som kan reagera med de olika cementfaserna och skapa olika långsamma eller snabba reaktionsprodukter.
Som allmänt känt har ACC relativt låga pH-värden, mellan 1 - 4, detta pga. att de olika komponenterna i ACC endast kan lösas upp eller reagera till lösning genom inverkan av olika syror.
Syror kan vara av olika karaktär och styrka som medför att olika pH-värden uppnås i slutprodukten.
Exempel på syror som används inom ACC kemi är:

- Formic (myrsyra)
- Boric (borsyra)
- Phosphoric (fosforsyra)
- Hydrofluoric (fluorvätesyra)




Figur 2. Exempel och förklaring av pH-skalan.

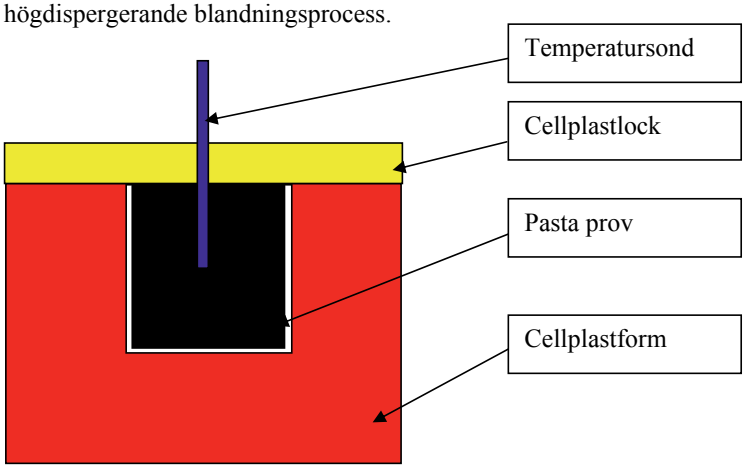
Studierna har visat att valet av syra för tillverkningen av ACC gav mycket stor inverkan på hur ACC reagerar med de olika klinkerfaserna och var därmed direkt avgörande för samverkan mellan cement och ACC.
Genom detta samband ges större möjligheter att välja ACC med avseende på de tekniska kraven och hur sprutbetongapplikationen kan utföras.

## RESULTAT OCH APPLIKATIONSMÖJLIGHETER

Resultaten nedan baseras på samma kemisk formulering av ACC med enda skillnaden, av valet av syra.
Som bas användes en definierad mix förhållande av vatten och Norcem std FA (CEM II / A-V 42,5R) enl. följande:

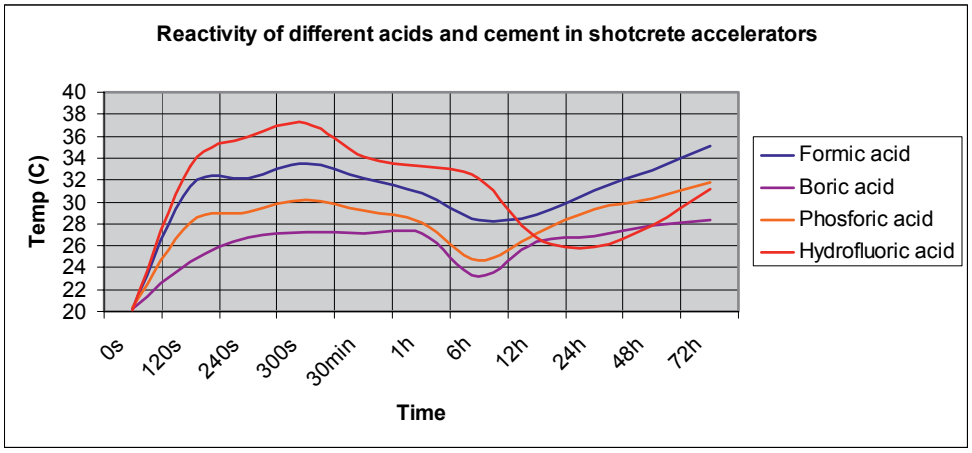
| | |
|---|---|
| **CEM II / A-V 42,5R** | **100%** |
| **ACC (% bwoc)** | **4,0** |
| **W/C-ratio** | **0,40** |

En mycket finkalibrerad semiadiabatisk kalorimetertester användes i kombination med en högdispergerande blandningsprocess.




Figur 3. Schematisk skiss över semiadiabatisk test utrustning.

Följande testresultat uppmättes:




Figur 4. Temperaturmätning över syrors aktivitet hos ACC.

Fler långtidstester med samma systemuppbyggnad har genomförts som visar på samman trendriktning, vilket leder fram till följande slutsats:
Med dessa grunddata kan man rent teoretiskt i större grad räkna fram en kemisk formulering av ACC för just en specifik applikation för sprutbetong.

T.ex. vid höga vattenflöden från berggrunden kan ACC med mkt snabb 1 – 2h hållfasthets utveckling men därefter en avstannande reaktionshastighet vara till en fördel. Förklaringen ligger i att god initial vidhäftning mot berg krävs men stigande vattentryck bakom sprutbetongen måste ha möjligheten av avlastas för att inte stora skador eller nedfall av betong ska ske. Detta kan ske genom att reaktionen avtar och vatten kan passera igenom det relativt färska betongskiktet.
Den kemiska komponeringen av denna typ av ACC kan med ske med fluorvätesyra som aktiv komponent vid tillverkningsprocessen.
Det skall också nämnas att denna typ av syra kan generera ett begränsat aktionsspann hos sprutbetongen som är avhängt på dess reaktion med cement. Detta kräver att cementet inte varierar i alltför stor grad.
Om ett större aktionsspann eller robusthet önskas, dock med lägre initial reaktion och tidig hållfasthetsutveckling kan en ACC formulerad med myrsyra användas som enligt figur 4 ger en mer konternuerlig hydratationsutveckling.

Ovan nämnd applikation är dock en av många typer av miljöer som sprutbetong kan appliceras i men det ger en bra insyn hur viktigt förståelsen av den kemiska reaktionen mellan cement och ACC är och hur valet av formulering för denna typ av ACC.

Valet av syra är som nämnts en mycket viktig del i den kemiska uppbyggnaden av ACC men de övriga komponenternas sammansättning spelar en minst lika stor roll för vilken prestanda ACC kommer att få. Detta gör att ACC är en mycket komplex kemi som kräver mycket forskning för att uppnå optimal prestanda.

**SLUTKOMMENTAR**

Inom avancerade sprutbetongapplikationer är det klart att ett lyckat resultat inte enbart beror på valet av ACC men forskningen har visat att en god förståelse av funktionen hos de olika ingående komponenterna i ACC i kombination med en mycket god dialog med beställare, entreprenör och slutligen utförare skapar bättre förutsättningar att erhålla bra slutresultat. Forskning har visat en ökad förståelse av detta komplexa systems funktion samt hur modifiering av formuleringen av ACC ger ett mer fokuserat angreppssätt av slutbeställarens krav.

Vidare skall poängteras att mer forskning krävs i samarbete med cement- / bindemedelstillverkare, kemister inom ACC kemi och sprutbetongentreprenörer för att ännu bättre förstå vilka möjligheter, både fysiska och kemiska, dagens och framtidens bindemedel och därmed sprutbetong kommer att erhålla.

# 15. NY SATSING PÅ VANNKRAFT?

# 15. Renewed focus on hydropower?

Seksjonssjef Espen Hammersland BKK PRODUKSJON AS

## 15.0 SAMMENDRAG

I årene fremmover er det planer om å satse stort på nye vannkraftprosjekter i Norge. For å kunne løse våre miljøproblemer (CO2) er vannkraft en del av svaret. Prisene på strøm vil gå oppover og dermed vil flere vannkraftprosjekter bli lønnsomme. Størstedelen av befolkningen i Norge er positiv til vannkraft.

Hos NVE ligger det mange planer til behandling. Energiselskapene vil investere for mange milliarder i årene som kommer. En del av disse investeringene vil også gå til fjellarbeider. BKK P vil også investere i ny kraft. Frem til 2015 skal dagens produksjon økes med over 10 % (750 GWh). Dette gjelder både i nye kraftverk, utvidelse av kraftverk og opprustninger.

Det er nødvendig med en storstilt utbygging av strømnettet (lokalt, regionalt og mot utlandet) for at det skal bli mulig å ta i bruk den nye produksjonen av strøm.

## 15.0 SUMMARY

Over the coming years an accelerated development of Norwegian hydropower infrastructure is being planned. In order to address environmental concerns ($CO_2$) hydropower generation must be part of the solution. The price of energy is expected to rise, turning previously marginal prospect into profitable ventures. A majority of the Norwegian populace is favorably inclined towards hydropower.

Government regulatory authorities (NVE) are currently reviewing a number of applications for new projects. The energy industry is set to invest billions of Norwegian kroner (NOK) over the next years. This will include rock works and tunnels. BKK P will invest in new power generation capacity, as well. By 2015 production capacity is expected to increase by 10% (750 GWh) as a result of the construction of new plants and the refurbishment of older facilities.

In order to bring new energy to the markets (local, national and abroad) a major overhaul of the electrical power grid must be implemented.

## 15.1 INNLEDNING

I løpet av de siste årene er det skjedd en ny satsing på vannkraft. Etter at en på 90 tallet stort sett vedlikeholdt anleggene har en nå på nytt begynt å foreta større rehabiliteringer og bygging av ny vannkraft. Prisprognosene har steget og det er dermed lønnsomt å foreta nye

investeringer i vannkraft. Det er nå en ny optimisme i bransjen, og det skal satses stort på vannkraft i fremtiden.
Dette gjelder også i BKK Produksjon AS.

## 15.2 TRENGER VI MER VANNKRAFT?

Vannkraft med magasiner er den best regulerbare fornybare energikilden. Ved hjelp av magasiner kan en produsere kraft når markedet trenger det. Dette i motsetning til for eksempel vindkraft som må produseres når forholdene ligger til rette for dette. Dersom vi skal nå målet om redusert CO2 i Europa vil Norsk vannkraft (med magasiner) kunne være med å sikre en stabil og sikker strømforsyning. Norsk vannkraft vil også bli av enda større verdi, og gi gode inntekter for Norge i fremtiden. Også etter at våre olje og gassreserver er tømte. Produksjon av ren energi er fremtidsrettet satsing.

## 15.3 DEN POLITISKE REALITET

I nyttårstalen sin januar 2001 sa Jens Stoltenberg ”Uberørt natur får en stadig større verdi. Vi er nå kommet dit at tiden for nye store vannkraftutbyggingene er over”. Dette var også skrevet ned i Soria Maria 1.
I Soria Moria 2 står det ”Hensynet til kommende generasjoners naturopplevelser tilsier en restriktiv holdning til videre vassdragsutbygging, og tiden for de store vannkraftutbyggingene er forbi. I lys av klimautfordringene vil likevel opprustning og utvidelse av eksisterende vannkraftverk samt skånsom utbygging av vassdrag være et verdifullt bidrag”.
Betyr dette at politikerne har tatt et lite skritt i retning av å tillate større utbygginger igjen? Det er nok fremdeles ikke politisk vilje til å igjen å tillate store utbygginger med større magasin, men mange politikere er på glid ettersom klimatrusselen blir større og større.

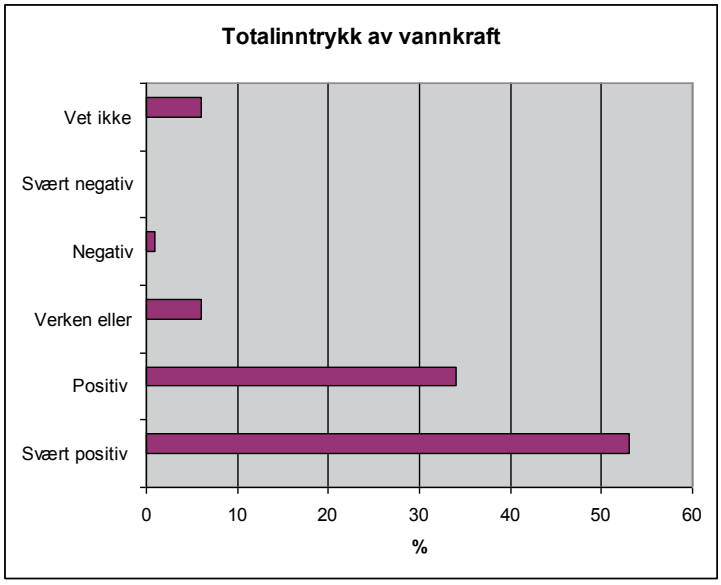
I Soria Moria 2 erklæringen står det også at grønne arbeidsplasser innenfor energiproduksjon og miljøteknologi skal bli ny vekstnæring i Norge.

Det er stort sett politisk enighet om å bygge ut mindre anlegg (småkraft) og å utvide eksisterende anlegg.

Regjeringen har bestemt at det skal innføres grønne sertifikater. Disse skal gjelde fra 2012 og være et markedsbasert virkemiddel for å fremme utbygging av alternativ energi. Her er også vannkraft med.

## 15.4 FOLKE MENINGEN

Den nyeste undersøkelsen (ref: TNS Gallups klimabarometer 1/2009) av nordmenns holdninger til klima- og energispørsmål viser at vannkraft er det som befolkningen har et mest positivt inntrykk av. Nesten ni av ti nordmenn har et positivt inntrykk av vannkraft som energikilde. Vannkraften oppfattes som både rimelig, klimavennlig og lokalt akseptabelt. Undersøkelsen viser at hele 73 prosent av befolkningen mener vannkraften bidrar til å begrense klimaendringer, og 69 prosent oppgir at de kan akseptere vannkraft i sitt nærmiljø. De positive holdningene til vannkraften er samtidig uavhengig av hvor man bor, og hvilke holdninger man har til klimaspørsmål generelt.




Figur 1. Hvor negativ eller positivt inntrykk har du totalt sett av vannkraft?

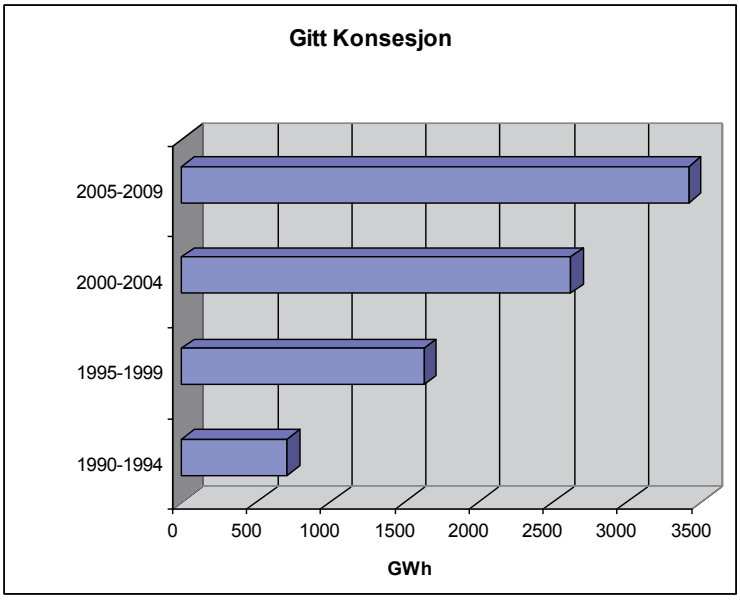
I følge undersøkelsen mener folk at Norge satser for lite på fornybar energi og at det er myndighetene som har ansvaret. Seks av ti nordmenn er også villig til å betale minst 500 kroner i året for grønnsertifikater.

## 15.5 ENERGIBRANSJEN ER POSITIV

Bård Mikkelsen i Statkraft sier at vannkraften har overlegne egenskaper som en fremtidsrettet og klimavennlig energikilde. Denne kan bygges ut ytterliggere.
I følge Stein Bysveen i Energibedriftenes landsforening (EBL) er det fortsatt et stort potensial for vannkraft i Norge. Selv uten å røre vernede vassdrag kan vannkraft gi solid bidrag til fornybar produksjon.

## 15.6 VANNKRAFTPROSJEKTER

Det har vært en økning av gitte konsesjoner de siste årene. Dette viser figur 2. Dette gjelder både små og store anlegg.




Figur 2. Viser hvor mange GWh NVE har gitt konsesjon på i 5 års intervall fra 1990 (kilde nve.no)

Når det gjelder større vannkraftprosjekter (over 10 MW) er det mange planer som er under behandling hos NVE. Hos de aller fleste av disse prosjektene vil det være behov for å lage tunneler fra inntak til kraftstasjon. Kraftstasjonen vil en også gjerne legge i fjellet, og dermed vil det også bli behov for en avløpstunnel fra kraftstasjonen.

| **Konsesjonsstadium** | **Stk** | **Effekt (MW)** | **Årlig Produksjon (GWh)** |
|---|---|---|---|
| Melding | 21 | 698 | 2349 |
| Søknad | 21 | 478 | 1266 |
| På høring | 2 | 108 | 274 |
| Innstilling til OD | 3 | 90 | 416 |
| Totalt | 47 | 1374 | 4305 |

Tabell 1. Viser en oversikt over hvilke større prosjekter (>10 MW) som ligger til behandling hos NVE.

Tabell 1 viser at det er mange større prosjekter som det søkt om til NVE. Totalt representerer dette ny kraft til ca. 215.000 eneboliger. Ved en utbyggingspris på 3 kr/kWh (forsiktig anslag) innebærer dette at de større prosjektene som ligger til behandling i NVE har en samlet utbyggingskostnad på rundt 13 milliarder kroner.
I tilegg kommer rehabiliteringer som ikke trenger konsesjonsbehandling.

Dersom en også tar med de mindre utbyggingene (småkraft) ligger der inne til behandling hos NVE prosjekter med en årlig produksjon på over 10TWh.

## 15.7 BKK PRODUKSJON SINE PLANER

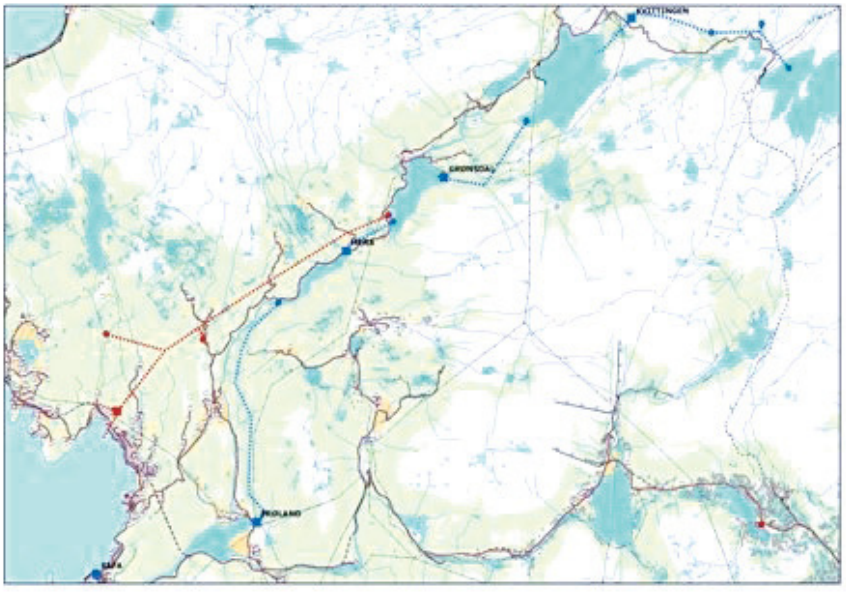
Som andre kraftselskaper i bransjen vil også BKK Produksjon (BKK P) bygge ut i årene som kommer. BKK P har et mål om å bygge ut 750 GWh ny produksjon innen 2015. Dette vil si en økning av dagens produksjon på over 10 % (BKK P produserer ca. 6,7 TWh i et middelår). Dette vil være prosjekter av forskjellig størrelse og type. Alt fra småkraftverk (10-30 GWh) til flytting av et større kraftverk (222 GWh). Utbyggingskostnadene vil være i overkant av 2 milliarder kroner. I mange av disse prosjektene vil fjellarbeid være en stor del av prosjektkostnaden.

I tilegg satser også BKK P i utlandet (blant annet Nepal) og målsetning er å bygge ut like mye i utlandet som på hjemmebane.
BKK P satser også på vind gjennom selskapene Vestavind (landbasert, BKK eier 1/7 del) og Vestavind offshore (havbasert, BKK P eier 45 %).

## 15.9 EKSEMPLER PÅ UTBYGGINGER

SAMNANGERVASSDRAGET (Samnanger kommune)

I dag har BKK Produksjon et kraftverk i Frøland. Anlegget er nå så gammelt at det må skiftes ut. Frøland kraftstasjon har i dag en årlig produksjon på 138 GWh. Frøland kraftstasjon ligger ca. 29 m.o.h. For å øke dagens produksjon ønsker BKK P å flytte dagens stasjon ned til Aldal (ved sjøen). En vil da få et større fall og en kan ta inn to nye bekkeinntak. Restfeltet vil bli benyttet i et nytt småkraftverk på Frøland. Dette vil bidra til en økt produksjon på 80 GWh. Total årlig produksjon vil bli på ca. 218 GWh.



Figur 3. BKK Produksjon sin planlagte utbygging i Samnanger. Rød strek er ny trase.

Et nytt kraftverk i Aldal vil kreve 6 km ny driftstunnel. Kraftstasjonen vil bygges i fjell. Avløpstunnelen må føres ut i fjorden og på dypt vann slik at innblandingen av ferskvann blir god. Når en bygger en helt ny stasjon kan man produsere kraft i den gamle stasjonen helt til den nye stasjonen er ferdig. Dette utgjør mye for prosjektøkonomien.

Oppstarten av Aldal prosjektet er avhengig av konsesjonsbehandling, men en håper på byggestart i 2012. Byggetid 2,5 – 3 år.

MATRE H (Masfjorden kommune)

Matre kraftverk er BKK P sitt nest største kraftverk med en årlig produksjon 1302 GWh. Matre kraftverk utnytter to vassdrag. Tre aggregat tar hånd om vannkraften fra Haugsdalsvassdraget og to aggregater utnytter ressursene i Matrevassdraget.

De tre Haugsdalsaggregatene ble satt i drift i perioden 1956-59. Det er begrenset med oppgraderinger som er utført siden driftssettelsen. Levetiden for aggregatene er i ferd med å gå ut, og det fare for stans av kortere eller lengre varighet. Årlig produksjon er ca. 650 GWh.

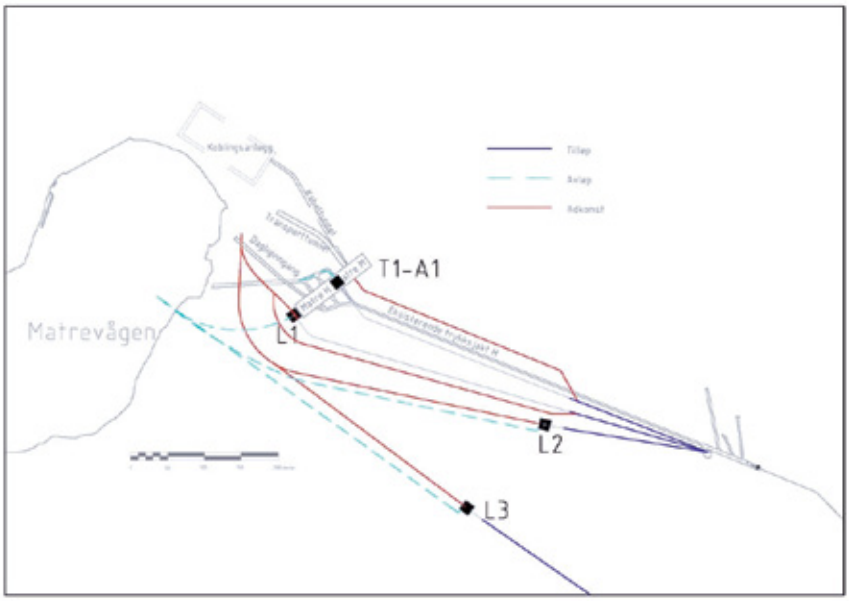
Figur 4. Dagens kraftstasjonshall Matre kraftverk.

Det er derfor bestemt at aggregatene må skiftes ut. Det ble vurdert å brukes dagens kraftstasjonshall å erstatte et av de gamle aggregatene med et nytt (se figur 4 T1-A1). To av aggregatene som er tilknyttet Hausdalasvassdraget måtte da være i drift under anleggsperioden. I tilegg til de to som er tilknyttet Matrevassdraget.

Det er bestemt å bygge en ”ny” kraftstasjon der en kan sette inn et nytt aggregat. Dagens produksjon kan da opprettholdes i anleggsperioden. I tilegg vil ny plassering øke fallet med ca. 2 meter. En har funnet dette ut til å være mer økonomisk gunstig enn å plassere nytt aggregat i gammle stasjon. Dette er vist i figur 5 som løsning L3.
Det vil bli satt inn et nytt aggregat på 105 MW (slukevne ca. 23 $m^3$).

For å komme inn til ny kraftstasjon må en bygge 500 meter med adkomstunnel. Avløpstunnelen vil bli ca. 500 meter og får utslag i sjø. Ny tilløpstunnel vil bli ca. 3000 meter. Inkludert kraftstajonshallen vil det bli over 300.000 $m^3$ med tunnelmasser.

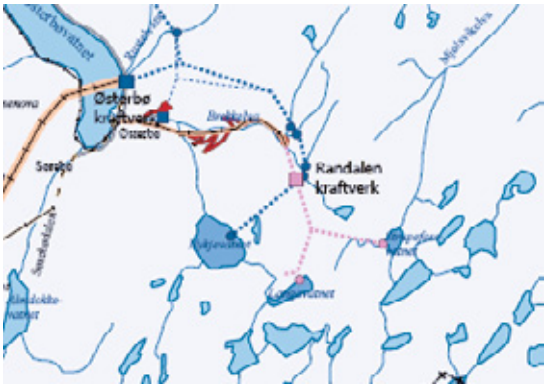
I tilegg vil en rehabilitere ett av dagens gamle aggregat slik at en har reservekapasitet når det nye er ute på grunn av vedlikehold eller lignende. Prosjektet har en kostnad på ca. 400 mill. kroner. Byggetid vil være i overkant av to år. Byggestart høst 2011.




Figur 5. Viser alternative plasseringer av ny kraftstasjon. I Matre.

ØSTERBØ KRAFTVERK (Høyanger kommune)

Et helt nytt kraftverk. Prosjektet er eid av SFE Produksjon (60 %) og BKK P (40 %). Prosjektet ligger på sørsiden av Sognefjorden.




Figur 6. Oversiktskart over bygging av nytt kraftverk på Østerbø.

Det er planer å bygge to kraftverk. Randalen kraftverk utnytter et fall på 286 m med et 7,52 $km^2$ nedbørsfelt. Østerbø kraftverk utnytter et fall på 560 m. Nerdbørsfeltet er 13,86 $km^2$. Randalen kraftverk vil få en installert effekt på 13 MW og dette gir en årlig produksjon på 33

GWh. Østerbø kraftverk vil få en installert effekt på 35 MW og dette vil en årlig produksjon på 175 GWh.
Lengde tunnel i prosjektet vil være 10-11 km. Utsprengt masse vil være i overkant av 200 000 $m^3$.

## 15.10 SKYER I HORISONTEN?

Mangel på kraftledninger. Kraftnettet er i dag fullt. Dette gjelder både lokalt, regionalt og mot utlandet. Bare denne høsten har det vært innført produksjonsbegrensninger som har medført at produksjonsselskapene har "tapt" vann. Manglende nett vil medføre at kraftselskapene ikke får ut kraften når en har mye tilsig. En kan også redusere at det vil bli for liten kraft inn i visse områder av Norge (eks. Midt Norge) og dermed en kraftkrise.
Det er stor motstand mot nye stamnett linjer. Eksempel på dette er linjen Sima-Samnanger. Fra oppstart av planleggingen av nye linjer til disse fysisk blir bygd kan det derfor gå flere tiår.
Nye utlandskabler er dyre og krever lang planleggingstid.

Behandlingstiden hos NVE er lang. Dette kan medføre utsettelse av prosjektene.

Energibransjen har vært preget av fokus på drift og vedlikehold lenge. Det har vært dårlig med rekruttering de siste 2 tiår. Bransjen opplever derfor nå mangel på folk med kompetanse fra kraftutbygging. Dette gjelder både innen bygg-, elektro- og maskinfagene.

## 15.11 UTFORDRINGER TIL BRANSJEN

Vi ønsker små tversnitt med jevn kontur.
Er bransjen klar til å utrette slike jobber?
Finnes det rett utstyr på markedet?
Må energiselskapene vurdere å øke sine entreprenøravdelinger for å få utført dette arbeidet?

Prosjektene er ofte utilgjengelig. Det er et ønske å bygge ut mest mulig uten anleggsveger slik at sporene i naturen minimaliseres. Hva er mulig å bygge ut vegløst?

En del av prosjektene har en marginal nåverdi. Kraftige overskridelser vil medføre negativ nåverdi. Hvordan skal vi hindre større overskridelser? Det blir nødvendig å finne gode kontraktsformer som fordeler risikoen på en slik at måte at overskridelsene unngås.

## 15.12 REFERANSER

1. TNS gallup. 2009. TNS Gallups Klimabarometer 1/2009. Pressemappe.
2. Jens Stoltenberg. 2001. Nyttårstale.
3. Politisk plattform for flertallsregjering. 2005. AP/SV/SP
4. Politisk plattform for flertallsregjeringen. 2009. AP/SV/SP
5. NVE.no. Oktober 2009. Norges vassdrags og energidirektorat.
6. SFE. 2008. Konsesjonssøknad for Randalen og Østerbø kraftverk

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# ELEKTRONISKE TENNERE
- ERFARINGER FRA NORSKE FORHOLD

# Electronic detonators,
- experience in the Norwegian market.

Knut Tanbergmoen, Blast Based Services, Orica Mining Services

## SAMMENDRAG

Programmerbare elektroniske tennsystem har vært på markedet i over 3 tiår. I Norge har det siden tidlig på 90 tallet kun vært benyttet sporadisk og da i spesielle prosjekter som test for bedre kontur i Gjøvik Ishall eller ved gjennomgang av knusningssona i Oslofjord tunnel. Det har også vært benyttet ved sprengning av enkelte salver hvor spesielle forhold som vibrasjonskontroll, salvestørrelse og sikkerhet har gjort det nødvendig å benytte et elektronisk tennsystem.

I gruveindustrien internasjonalt har implementering av elektroniske tennsystem foregått i lang tid. Spesielt innen kull i dagbrudd og metallholdig gruvedrift har de store aktørene gått helt over til bruk av elektronisk tennsystem. I steinbruddsindustrien derimot har det vært en langsom prosess å få innpass. Det skyldes nok først og fremst prisforskjellen som jo vil være markert i et norsk steinbrudd av normal størrelse. De som nå går over til dette, ser fordeler som bedret sikkerhet, vibrasjonskontroll og høyere produksjon via bedret fragmentering og mindre finstoff som argumenter for å konvertere.

T. Stangeland Maskin As er den første av våre kunder som helt har gått over til bruk av i-kon elektronisk tennsystem i sine steinbrudd og Bergleder Åsmund Bjerga begrunner dette med høyere sikkerhet, bedre kontroll ved vibrasjoner og økt produksjon.

## SUMMARY

Programmable electronic ignition systems have been in the market over 3 decades. In Norway the system has been sporadic used since early 1990`s in projects with special needs. As a test for better contour in the Gjøvik Olympic Icehall and the problem zone in the Oslofjord tunnel. The electronic ignition systems have also been used to blast single blasts where special conditions, control of vibrations, size and safety is important.

In the international mine industry implementation of electronic ignitions system has been going on for a long time. Especially in coal open pit and underground metalliferous mining the big actors have used electronic ignitions systems in all operations. In the quarry business on the other hand this has been a slow process to implement. The main cause is first of all the price that will be significant in a normal sized Norwegian quarry. Customers that see the advantages as increased safety control of vibrations and higher production due to better fragmentation and less fines are arguments of changes to electronics now.

T. Stangeland Maskin AS is our first customer that have converted to i-kon™ electronic ignition system in their quarries and Bergleder Åsmund Bjerga say the reason for this is higher safety, better vibration control and increased production.

**INNLEDNING**

*Er du interessert i å spare in 10 % av dine totale pukkverkskostnader?*
*Kun du tenke deg å øke volumet av knust kvalitetsstein ut av pukkverket ditt?*
*Kan du tenke deg å redusere rystelser i nærområdet fra sprengningene dine?*

Kan du svare JA på et eller flere av spørsmålene over, inviterer vi deg til fortsette å lese denne artikkelen.

Norske skytebaser er konservative, men samtidig er de også villige og nyssgjerrige til å prøve nye ting. Det ser vi spesielt i disse dager der Orica Mining Services (OMS) tilbyr bruk av i-kon™ elektroniske tennsystem ute hos kundene i en kampanjeperiode denne høsten. I-kon er jo noe svært få har benyttet, derfor er det Blast Based Services – tidligere teknisk service i OMS, som hjelper kunden med både planlegging, og praktisk gjennomføring av salvene.

Skytebasen blir etter bare kort tid i første salva, komfortabel og trygg på systemet og vil gjerne ta over og gjøre jobben for oss. Alle blir overrasket over systemet enkelhet og oversiktlighet.

**Bilde 1- ikon tenner med kretskort**

Diskusjonen kommer fort over på hva et slikt tennsystem kan bidra med og hva det kan bety spesielt i nedstrømsprosessene i et steinbrudd eller i fremdriften på et anleggsarbeid.

**GENERELL BRUK**

Orica`s i-kon™ system ble utviklet på 2000 tallet og er det meste avanserte system som finnes på markedet i dag. Systemet er utviklet for avansert sprengningsteknikk, som krever høy presisjon, både over og under jord. Men, systemet blir mer og mer vanlig i større prosjekter og steinbrudd her i landet også. Vi har nok ligget noe etter, men nå har de større aktørene fått fokus på fordelene dette systemet kan gi i deres drift.

Vi blir hele tiden konfrontert med at innkjøpsprisen er for høy til at dette vil lønne seg. Hvis kundene ser hele "næringskjeden" fra sprengning til produktet man vil ha ut i andre enden, enten det er kvalitetsstein i et steinbrudd, reduksjon i drivetid på et anlegg eller reduksjon i vibrasjonsnivå vil et moderne elektronisk tennsystem komme betraktelig bedre økonomisk ut.

Det er flere av våre kunder som nå gjør den samme vurderingen T. Stangaland Maskin AS gjorde for over et år siden. Bergleder Aasmund Bjerga forteller om fordeler som høyere sikkerhet, bedre fragmentering og dokumentasjon.

**Bilde 2 - kobling av i-kon™ tenner til bussledningen og resultatet på loggeren**

**SIKKERHET**

Tennmidler og sprengstoff som står udetonert igjen i en salve er et stort sikkerhetsproblem, og detonasjon ved utlasting er den største faren. Et elektronisk tennsystem har to veis kommunikasjon, hvor kontroll av at alle tennere er med, gjøres både under kobling og før avfyring av salven. Før salven sprenges har du hele tiden kontroll med alle tennere, og at de er med helt til første tenner detonerer. Avfyringsapparatet gir deg hele tiden melding om hvordan det ligger an. Får en feil på en tenner har hver tenner har sin ID, som sammen med rekkefølgen for innkobling gjør at du vet hvor i salven denne finnes.

**Bilde 3 - test av tennere med resultat**

Alle tennere er like før de blir programmert, dette betyr et forenkelt lagerhold hvor du kun har en kasse av hver ledningslengde og forholde deg til. Systemet er ikke mulig å initiere med et vanlig tennapparat, da det har kryptert kommunikasjon.

**REDUSERTE KOSTNADER**

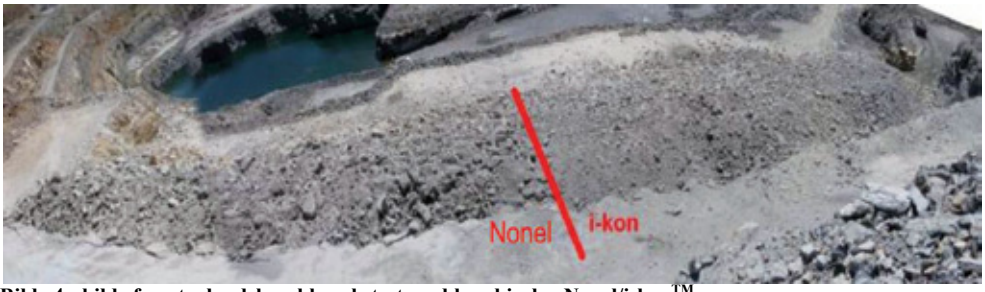
Økt boremønster
Kundene våre forteller gjerne om en økning i boremønster på 5 – 20 %. Dette må selvsagt sees opp mot berget du sprenger i og er ikke et absolutt tall.

Kontroll med bakvegg
er noe som mange steinbrudd sliter med, ved overgang til i-kon™ ser vi ofte en stor forbedring av bakveggen på salvene, og bedre bakvegg betyr mindre sikring.

Mindre piggstein
Bilde 4 viser vel sitt tydelige svar hvordan store forskjellene kan være.

**ØKTE KAPASITETER**

Bedret fragmentering
Det første en merker ved overgang til elektroniske tennsystem er bedret fragmentering, normalt opp mot 20 – 30 %. Det gir lettere lasting som igjen gir mindre dieselforbruk samt slitasje på både mann og maskin. Lette lasting gir igjen kortere syklustid på transporten og presset vil øke på knuseverket.



**Bilde 4 - bilde fra utenlandsk pukkverkstest med kombisalve Nonel/i-kon™**

Grov / finknusing
Vi har eksempler på at første knusetrinn går på redusert produksjon da råvarene renner mer eller mindre rett igjennom, belastningen blir da stor på de neste knusetrinnene som normalt ikke er dimensjonert for denne produksjonsøkningen.

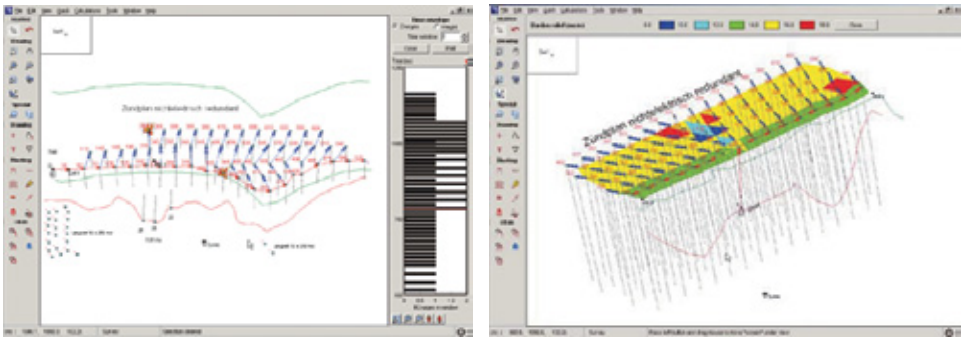
Større salver
Bedre kontroll kan gi større salver som i et steinbrudd igjen betyr færre sprengninger. I anleggsarbeid vil større salver kunne bety tidligere ferdigstillelse.

**VIBRASJONSKONTROLL**

Med et elektronisk tennsystem vil du ha kontroll på detonasjonstidspunktet i hvert hull. Du har derfor full kontroll over hele salven når hvert hull detonerer og kan unngå samtidig detonerende hull allerede i planleggingen av salva. Vi ser dette gir resultater og ser at vibrasjonsnivået reelt går ned 30 – 50 % mot bruk av andre tennsystem. I tillegg ser vi også at de fremtredende frekvenser fra sprengningen er høyere.

**DOKUMENTASJON**

i-kon™ systemet kan benyttes selvstendig, eller det kan kombineres med bruk av planleggingsverktøyet ShotPlus-i. Her kan salvene designes og testes før de utføres i praksis. Du kan koble det sammen med tennsystemet via loggere, slik at designet du har gjort blir overført direkte ut på salva.



**Bilde 5 - skjermdump fra programmet ShotPlus-i**

**ERFARINGER HOS T. STANGELAND MASKIN AS**

Åsmund Bjerga forteller om en forbedring på ferdigsprengt berg har blitt langt bedre. Fragmenteringen er betydelig forbedret og produksjonsøkningen på anleggene er nok på mellom 20 – 30 %.

**Bilde 6 - Bergleder Åsmund Bjerga i T. Stangeland Maskin AS**

Dokumentasjon er svært god, når salvehullene er logget og all mengde informasjon om sprengstoff, primere og tennsystem er lagt inn i programvaren ShotPlus-i har vi lagret salven for ettertiden.

Hos Amrock er piggstein på det meste forsvunnet etter overgang til i-kon™ samtidig som bruddet har gått opp til 102 mm diameter. Dette uten at finstoffandel har øket.

**VÅRE ERFARINGER**

Planlegging teller. Når vi kommer ut til kunden vår foretar vi en gjennomgang sammen og dokumenterer hva som er standard oppsett før vi begynner. Deretter foretar vi svært få endringer ad gangen basert på de erfaringer vi har fra steder med samme berg og drivemetodikk. Ofte vil vi gå ned på sideveis forsinkelse fra normal Nonel tid som er 17 ms. Forsinkelsen bakover holdes nok mer lik det som benyttes på Nonel med fra 42 til 109 ms.

I steinbrudd hvor luftsjokk er et problem vil i-kon™ måtte optimaliseres for dette da for korte tider sideveis ofte kan føre til en økning.

Vibrasjoner senkes ofte enkelt på korte avstander, men i steinbrudd med lange avstander til naboer vil vi måtte gjøre tilpasninger i tennsystemet for å få til det samme.

**SLUTTKOMMENTAR**

Å komme i gang er enkelt, men det krever oppfølging, før skytebasen er helt trygg på systemet.

En kjede er ikke sterkere enn den svakeste lekken heter det, så gjelder også her. Er ikke alle faktorer optimalisert vil ikke i-kon™ kunne rette på ting som gjøres feil. Vi foretar alltid avviksmåling før vi benytter i-kon™, både for å sjekke frontrast, men ofte også for å plassere borehullene i hele salva. Vi dokumenterer også alle parametere som kan påvirke resultatet, dette gjør at vi sammen med kunden vår også optimaliserer sprengningsresultatet generelt.

Vi er nå midt inne i en i-kon™ kampanje ut hos våre kunder rundt i hele Europa. Kundene på Østlandet og Sørlandet er allerede i gang med å prøve systemet, og resten av landet kommer etter så fort vi har kapasitet. Vi håper å kunne ha med de erfaringer vi gjør de neste ukene frem mot fjellsprengningskonferansen i presentasjonen vår der.

**REFERANSER**

*Case studies*
Fjellsprenger`n EBS utgave 2009

*A review of the benefits being delivered using electronic delay detonators in quarry industry*
David Miller Tech services Engineer, Orica Quarry Services
Drew Martin, Senior Tech. Engineer, Orica Quarry services

*Using electronic detonators to improve fragmentation, diggability and crusher troughput*
Richard Sullivan, Senior Tech. Services Engineer, Orica Mining Servises

*I-kon™ arbeid samt kampanje*
Praktisk arbeid og dokumentasjon utført av oss i Blast Based Services, Orica Mining Services ute hos våre kunder i Norge ved innføring av i-kon™ det siste året i distrikt Syd (Stavanger), samt spesielt i-kon™ kampanjen som pågår i hele Norge akkurat nå.

i-kon™
DIGITAL ENERGY CONTROL

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# A Return to Mining in Sør-Varanger – Sydvaranger Gruve AS
# Gjenopptakelse av gruvedriften i Sør-Varanger – Sydvaranger Gruve AS

CEO John Sanderson, Sydvaranger Gruve AS / Northern Iron Ltd

SUMMARY

Sydvaranger Gruve AS recommenced mining operations at the historic mine at Bjørnevatn in May 2009. The current mine plans have 7.0 Million tonnes of ore mined every year for the next 18 years, with significant measured resources suggesting a longer mine life is possible.

Operations have commenced using a new fleet of Caterpillar, Atlas Copco and Terex equipment. Significant reliance has been placed on the OEM dealers for fleet maintenance, with long term contracts entered into.

This paper recounts the recent history of the restart of the mine, while describing the deposit geology, resources, mine schedules and current mine operations.

SAMMENDRAG

Sydvaranger Gruve AS gjenåpnet gruvedriften i den historiske gruven i Bjørnevatn i mai 2009. I løpet av de neste 18 årene er det planlagt å utvinne 7.0 million tonn jernmalm årlig. Foreløpige målinger av de enorme ressursene viser at en lengre drift av gruven er mulig.

Til oppstart av driften har selskapet gått til anskaffelse av en ny flåte av Caterpillar, Atlas Copco og Terex utstyr. Leverandørene har blitt vist stor tillit gjennom inngåelse av langsiktige vedlikeholdsavtaler på utstyret.

Denne rapporten viser hvordan gjenåpningen av gruvedriften har foregått, og beskriver også de geologiske forekomstene, resursene, planene for gruven og driften slik den arter seg i dag.

## Introduction

Iron ore production from the Sydvaranger deposits commenced in 1910, and apart from interruptions during both World Wars, continued until 1997. Some of the facilities were destroyed during World War II, but were rebuilt post-war and production resumed in 1952. A combination of low iron ore prices and high operating costs led to the closure of the mine in 1997. By this time, approximately 200 Mt of iron ore had been mined from the operation, making it one of the largest iron ore mines in Europe.

Various attempts were made in the following 10 years to restart the operation, but it wasn't until 2007 that a successful capital raising on the Australian Stock Exchange led to the formation of a new company, Northern Iron Ltd (NIL). NIL subsequently acquired 100% ownership of Sydvaranger Gruve AS (SVG).

Mining recommenced at Bjørnevatn in May 2009, while production of iron ore concentrate commenced at Kirkenes in October 2009. With plant commissioning and debottlenecking expected to be completed by December 2009, SVG is looking forward to achieving full production rates in Q1 2010.

## Project Description

### Ownership

In June 2006 Tschudi Shipping Company acquired Sydvaranger AS from Varanger Kraft AS, and the Sør-Varanger municipality. The acquisition included the mining area of Bjørnevatn and the existing production equipment that had previously been used in the mine.

As part of the creation of the new corporate entity SVG in April 2007, much of the remaining plant and infrastructure at Bjørnevatn was transferred from Sydvaranger AS to SVG. SVG was subsequently acquired by NIL at the end of 2007.

The largest shareholder in NIL is the Norwegian mining company Tschudi Mining Company, with approximately 36% of the shares (as of 31st October, 2009). The remaining shares are held mainly by institutional investors in Australia, Canada, the UK and Asia.

The company's board has both Norwegian and foreign directors.

## Location

The project is located at Kirkenes in northern Norway, approximately 1400 km north of the capital Oslo. The location is shown in Figure 1 below.

Figure 1

## Facilities Description

Sydvaranger Gruve AS owns or has access to existing mining and processing infrastructure at site. This includes the primary crushers, the cobbing plant, railway and rolling stock, secondary and tertiary crusher building, concentrator plant, mills, conveyors and access to the concentrate handling and shiploading facilities owned by Sydvaranger Bulk Terminals AS.

A map detailing the layout of the major infrastructure of the project is shown in Figure 2.

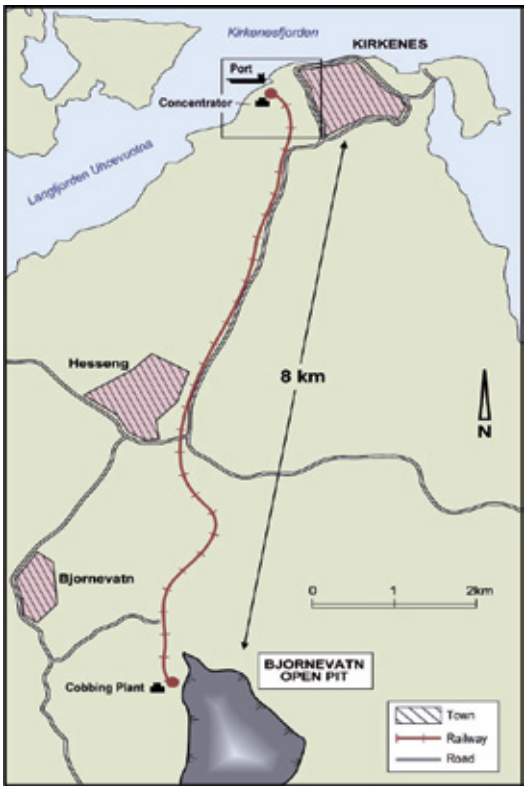



**Figure 2**

## Geology

### Regional Setting

The bedrock geology of eastern Finmark and the western Kola Peninsula is composed of Archaean to Early Proterozoic gneisses and volcano-sedimentary supracrustal rocks overlain by Late Proterozoic to Palaeozoic sedimentary rocks (Figure 3.1).

The Kola and Karelian cratons display a long evolutionary history from 2.8Ga (Pre-Samides) to 1.8Ga (Carelides). It starts with rocks formed in an intracratonic rift environment at 2.5-2.4Ga, including the iron ore formations at Sydvaranger, and culminates in the collision of the Kola craton with the Karelian craton around 1.9Ga, followed by orogenic collapse and crustal thinning (Lehtinen et al., 2005).

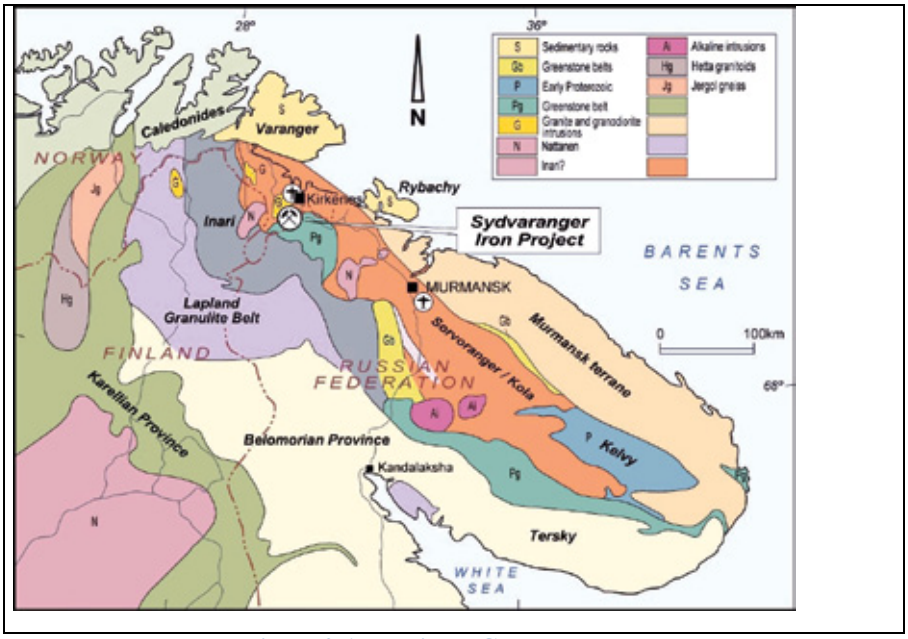



**Figure 0-1 - Regional Geology**

## Local Setting

All of the iron deposits that comprise the Sydvaranger Iron Project are situated in the metamorphosed sedimentary iron formations of the Fisketind Formation as shown in Figure 3.2.

The iron formations, and all of the associated rocks, are of Precambrian age. These formations are structurally deformed and are moderately to strongly metamorphosed. The rock formations range from older Archaean basement rocks (the granitoid gneisses and schists of the Kirkenes, Varanger, Garsjo and Svanvik complexes), which are exposed in the north-eastern and south-western parts of area, to the less metamorphosed (amphibolite facies) younger Archaean volcano-sedimentary rocks of the Bjørnevann Group, located in the central part of the area.

The stratigraphic rock units relevant to the iron ore deposits are the Fisketind and Bjørnefjellet Formations of the Bjørnevann Group. The Fisketind Formation contains all of the economically important iron formations, whereas most of the waste that has to be mined comprises the Bjørnefjellet Formation.

The various rock formations have a regional northwest strike throughout most of the area and a steep north-easterly dip. The most important structural feature is a major syncline located in the central part of the area, which contains nearly all of the economically important iron deposits of the Fisketind

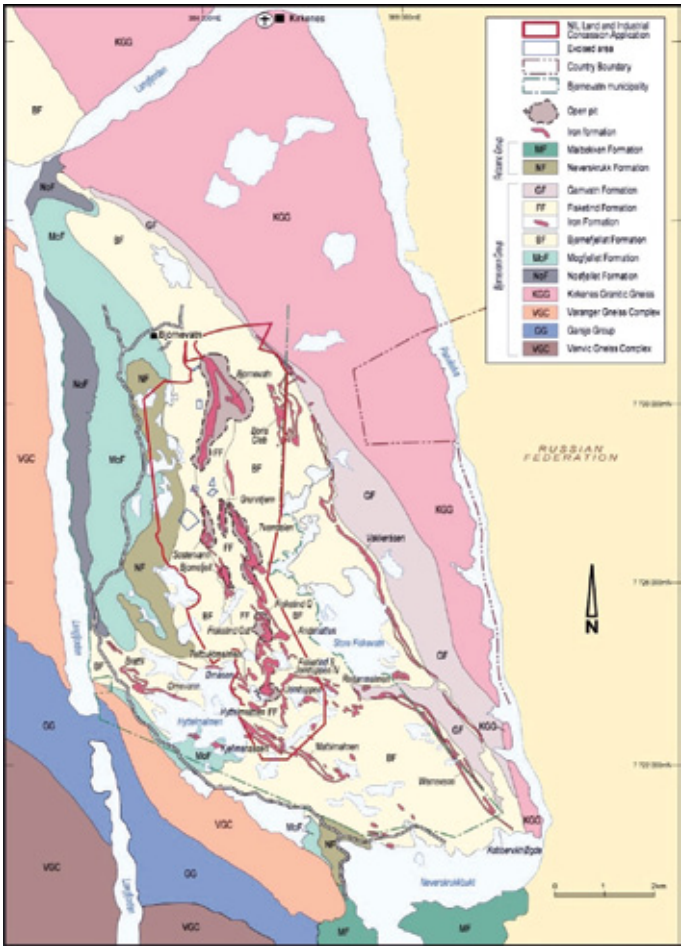



**Figure 3.2**

Formation. The principal faults in this formation are thrust faults that separate some of the major litho-stratigraphic units, but which do not affect the iron formations.

The principal and best known parts of the Fisketind iron formations are the Bjørnevatn West and East deposits located in the northern portion of the syncline within the central part of the Kirkenes area as shown in Figure 3.2. These deposits contain approximately 85% of the remaining iron ore resources in the Kirkenes area.

Iron formations have been defined over a 12km strike length from Bjørnevatn in the north to Kjellmannsåsen in the south as shown in Figure 3.3.

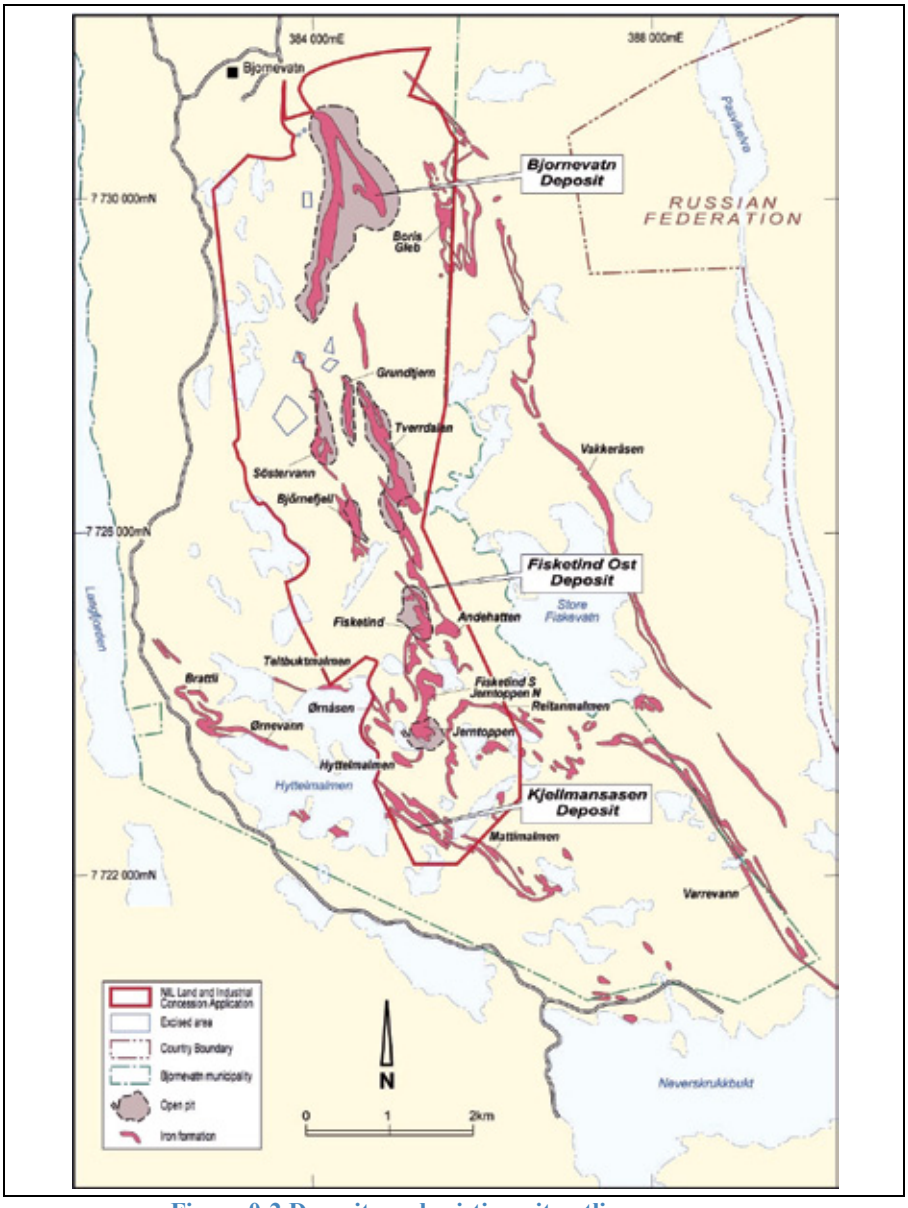



**Figure 0-2 Deposits and existing pit outlines**

## Resources and Reserves

In excess of 23 separate magnetite deposits have been identified to date. These range in size from several million tonnes to several hundreds of millions of tonnes of >30% $Fe_{(total)}$ mineralisation. Grade estimates have been completed on a number of the deposits by the previous owners and their consultants. In late 2008, and early 2009 Coffey Mining completed Mineral Resource and Reserve estimates for five deposits, namely Bjørnevatn, Kjellmannsåsen, Hyttemalmen, Fisketind Øst, and Tverrdalen.

This work has resulted in Coffey reporting an Indicated resource of 205 Mt @32 % total Fe, while a further 245 Mt of Inferred resources @ 31 % Fe total have been identified. The results are presented below in Table 1.

**Sydvaranger Iron Project**

**Mineral Resource Summary as at 6th April 2009 (ay 15% Fe total cut-off grade)**

| Prospect | Indicated (Mt) | Fe total (%) | Inferred (Mt) | Fe Total (%) | Total Tonnes (Mt) | Fe Total (Mt) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Bjørnevatn | 152 | 32 | 138 | 30 | 290 | 31 |
| Kjellmannsåsen | 18 | 34 | 5 | 30 | 23 | 33 |
| Fisketind Øst | 11 | 31 | 19 | 31 | 30 | 31 |
| Tverrdalen | 20 | 32 | 26 | 31 | 47 | 31 |
| Hyttemalmen | 4 | 34 | 1 | 32 | 5 | 34 |
| Bjørnfell | | | 14 | 32 | 14 | 32 |
| Söstervann | | | 5 | 37 | 5 | 37 |
| Grundtjern | | | 3 | 34 | 3 | 34 |
| Fisketind SW | | | 17 | 33 | 17 | 33 |
| Jerntoppen | | | 17 | 31 | 17 | 31 |
| **Total** | **205** | **32** | **245** | **31** | **451** | **31** |

Table 1

The estimation of Indicated resources for the Bjørnevatn, Hyttelmalmen, Kjellmannsåsen, Fisketind Øst and Tverrdalen deposits has enabled Coffey Mining to estimate Reserves for these deposits.

After applying suitable modifying factors, the reserve statement for these three deposits is shown in Table 2. The Reserves from these deposits underpin an 18 year mine life.

| **Sydvaranger Iron Project**<br>**Ore Reserve Summary as at 6th April 2009 (at 15% Fe total cut-off grade)** | | |
|---|---|---|
| Prospect | Probable Reserve (Mt) | Fe Total (%) |
| Kjellmannsåsen | 16.8 | 32 |
| Hyttemalmen | 4.2 | 33 |
| Bjørnevatn | 90.5 | 32 |
| Fisketind Øst | 6.7 | 30 |
| Tverrdalen | 11.2 | 31 |
| **Total** | **129.4** | **32** |

**Table 2**

**Figure 4 depicts a view of Hyttemalmen, looking south.**

## Mine Planning

### Project Summary – life of mine

The mining operations at Sydvaranger will have two distinct components. Mining from the smaller satellite pits in the southern area of the industrial concession and mining from the main Bjørnevatn pit. The current mineral inventory has approximately 70% of the ore sourced from the Bjørnevatn pit. The annual ore target is 7.0 million tonnes, and the total annual mining rate is expected to reach 20.0 million tonnes of ore and waste within 2 years.

For the first 5 years the main source of ore will be from the lower strip ratio satellite pits located in the most southerly part of the project, approximately 10km from the primary crusher. It is planned to haul the ore directly from the pits to the primary crusher using off highway dump trucks. Development of an initial cutback on the existing Bjørnevatn pit will commence in the third year of operations. Once sufficient ore has been exposed (approximately 2 years in the current schedule) the ore supply will be balanced between the satellite pits and the main pit.

In later years, new satellite pits will be started to replace the earlier pits as they are progressively depleted. The conceptual 20 year mine schedule is presented in table 3.

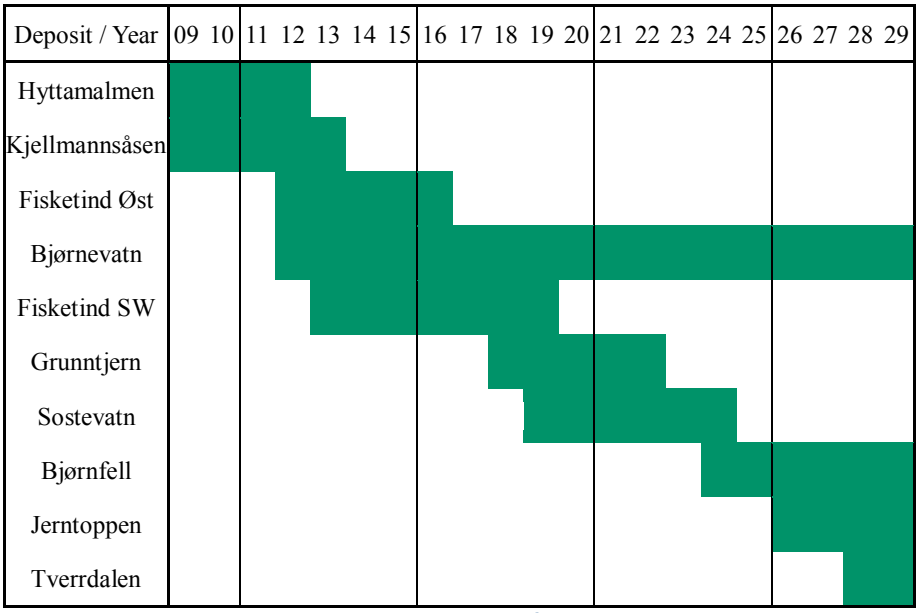



**Table 3**

## Mine Operations

The Sydvaranger Iron Project will involve conventional open pit methods involving a drill, blast, load and haul operation, using hydraulic excavators.

It is envisaged that most of the ore will be mined in a bulk fashion. The requirement for selective mining in some of the satellite pits with extensive areas of internal waste has been allowed for in the selection of one of the excavators in a backhoe configuration.

Operations will be carried out on a 24 hour per day, 7 day per week basis. The mine workforce will be organized into 4 crews, each working a 14 days on, 14 days off roster. Each mine crew will be supervised by a mine supervisor (Stiger) and a drill and blast supervisor. All mobile equipment operators, blast crew and drillers will be employees of SVG.

## Drilling

Two drill models will be used during the production stage of the mine life.

4 Atlas Copco L8-30 drills and 2 Atlas Copco DML drills have been procured for the operation, with the associated drill and blast parameters outlined in Table 4. Both models of drills are using down the hole hammers. Two bench heights are being used in the operation, 12 m and 6 m. The selection of bench height is determined by grade control requirements.

| Blast Parameter | 12m Bench Height | 6m Bench Height |
|---|---|---|
| Hole Diameter (mm) | 200 (DML) | 140 (L8-30) |
| Burden (m) | 4,9 | 3,5 |
| Spacing (m) | 5,7 | 4,0 |
| Bench Height (m) | 12,0 | 6,0 |
| Subdrill (m) | 1,9 | 1,3 |
| Stemming length (m) | 5.0 | 3,0 |
| Charge Length (m) | 8,9 | 4,3 |
| Delay between holes in the same row (ms) | 17 | 17 |
| Delay between holes in different rows (ms) | 65 | 42 |

**Table 4**

**Figure 5 - SVG L8+30 drill in operation at Kjellmannsåsen.**

### Explosives and Blasting

Bulk explosives will be supplied to the blast holes by Scanexplo AS, a subsidiary of French explosives maker EPC. Stemming, hooking up of the initiation system and firing the blast will be the responsibility of SVG employees.

Bulk explosives to be used at SVG are expected to be mainly emulsion blends with a small quantity of ANFO. Approximately 90% of the blastholes are expected to contain water.

Initiation systems will be non-electric, with different combinations of millisecond delays to be used to enhance fragmentation and heave.

Blasting procedures will be adopted that minimize the risk of harm to people, property and wildlife. Particular care will be taken to avoid damaging cabins which have been built close to the mining area, and ensuring Reindeer have been frightened away from the blasting area before firing.

### Load, Haul and Auxillary Fleet

The mobile fleet procured for the operation is summarized in table 5.

| Type | Model | Payload / Bucket size | Currently in Use | Total Delivered |
|---|---|---|---|---|
| Haul Truck | Cat 777F | 90 t | 6 | 12 |
| Haul truck | Cat 785D | 135 t | 4 | 4 |
| Hydraulic Excavator | O&K RH 120C | 12.0 cu.m | 2 | 2 |
| Hydraulic Excavator / Rockbreaker | Cat 345D | _ | 1 | 1 |
| Front end loader | Cat 992K | 9.0 cu.m | 2 | 2 |
| Front end loader | Cat IT62H | _ | 1 | 1 |
| Track dozer | Cat D10R | _ | 1 | 2 |
| Wheel dozer | Cat 844H | _ | 1 | 1 |
| Motor Grader | Cat 16M | _ | 2 | 2 |
| **Total** | | | **20** | **27** |

**Table 5**

The initial mine plan required the full complement of equipment listed above to be in use from August 2009. However, a reschedule of the mine completed in March 2009 identified substantial savings by delaying the commencement of mining of the Bjørnevatn pit. It is expected the mine will be utilizing the full fleet by Q3 2010.

**Figure 6 SVG RH120 Shovel and 777 Dump truck working at Kjellmannsåsen.**

### Mine Maintenance

The Sydvaranger Iron Project has outsourced all of the maintenance work for the support of the mining to original equipment manufacturer dealers or specialist service providers. The outsourcing of these key parts of the business necessitates a co-operative and alliance style of relationship between SVG and it's business partners. The relationship is supported by detailed contracts which clarify roles and responsibilities.

As the entire mobile mining fleet has been purchased from Caterpillar Equipment, maintenance is undertaken by PON Equipment AS. The contract has a term of five years and is structured so that PON's fixed and capital costs are recovered via a fixed monthly management fee, while variable costs (primarily parts and consumables) are recovered by an hourly rate multiplied by the monthly accumulated SMU hours on the machines. Invoices are presented monthly, and are reconciled jointly between SVG and PON. Contract performance is supported by the use of machine availability guarantees.

The drilling fleet has been supplied by Atlas Copco Anlegg and Gruveteknikk AS, and will be maintained under a similar contract arrangement as the mobile mining equipment.

Large earthmoving tyres will be procured and maintained by OTR Tyres Norway AS.

The contractors are all using workshop facilities provided by SVG. The facilities are the original workshops built to support the previous operation, however substantial funds have been spent upgrading and refurbishing them.

## Employment

As of the 30th September the total workforce employed by SVG was 226. This is expected to grow to over 350 by the middle of 2010 when the mining fleet reaches full utilization.
In addition to the 350 SVG employees, it is expected that key contractors will employ a further 100 full time jobs directly supporting the mining and processing operations.

The combination of low unemployment and lack of available skills in Sør-Varanger has required the company to take a national and international approach to recruitment. Combined with a lack of suitable housing in the local community, SVG currently has approximately 65% of it's employees working commute, or "fly in – fly out" rosters.

As of the end of October approximately 80% of the company's employees were Norwegian Nationals, while another 15% were from Sweden, Denmark, Iceland or Finland. Less than 5% of the company's employees come from other EU or non-EU countries.

## The Future

The company's focus for the next 12 months will be to achieve nameplate capacity for the processing plant and ramp up the mine to full production rates by the middle of 2010.
The company has stated that its longer term strategy to grow the business is to examine expansion options which would take the current mining rates from 7.0 Mtpa of ore to 14 Mtpa. An application for a discharge license supporting the higher production rate has been submitted to the SFT, and it is expected work on an environmental consequence report to support the expansion will commence in 2010.

SVG is committed to building a long term future in Norway, and looks forward to regaining the proud reputation once held by Sydvaranger AS.

## References

Lehtinen M, Nurmi P, Rämö O, 2005. Precambrian geology of Finland: key to the evolution of the Fennoscandian shield. Developments in Precambrian Geology #14., Elsevier B.V.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2009

# NYTT DOBBELTSPOR OSLO – SKI
# VURDERING AV TUNNELKONSEPT OG DRIVEMETODE

**New double track railway line between Oslo and Ski. Evaluation of tunnel concept and excavation method.**

Cand.scient Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
Cand.scient Bjørnar Gammelsæter, Jernbaneverket Utbygging

## SAMMENDRAG
For nytt dobbeltspor Oslo – Ski er det under planlegging en opptil 19 km lang tunnel. Tunnelens store lengde gjør det nødvendig å gjøre en vurdering av om dagens tradisjonelle tunneløsning med et dobbeltspor og rømningsveier hver 1000 m gir tilfredsstillende sikkerhet og tilgang for vedlikehold. Ulike tunnelkonsepter, et stort dobbeltsporet løp med rømning hver 1000 m, et stort dobbeltsporet løp med parallell servicetunnel eller to separate enkelsporete løp er aktuelle løsninger som er under vurdering. Foreløpige resultater tyder på at en løsning med to separate løp gir best kvalitativ sikkerhet og mindre konsekvenser ved tekniske feil og vedlikeholdsarbeid.
Ut fra valg av tunnelkonsept er det forskjellige drivemetoder som er aktuelle. Hvis det velges et stort dobbeltsporet løp er sprengning vurdert som mest aktuelt. For to separate enkelsporete løp er fullprofilboring (TBM) et alternativ med hensyn på både anleggskostnader og tid. Begge drivemetoder vil i dette tilfelle være med videre.

## SUMMARY
For the new double track tunnel line Oslo – Ski, a 19 km rock tunnel is planned. The long tunnel length make it necessary to evaluate if today's practice with a large double-track tunnel is acceptable with regard to safety and maintenance. Different tunnel concepts is evaluated, one single double-track tunnel with escapes every 1000 m, one single double-track tunnel including a parallel service tunnel and escapes every 1000 m and two single-track tunnels with cross connections every 500 m. Preliminary results indicates that two single-track tunnels is safer and less influenced by technical failures/maintenance due to that one track can still be operated.
Choice of excavation method is depending on tunnel concept. For one single double-track tunnel blasting is considered to be the best solution. For two single-track tunnels TBM is an alternative which is considered to be competitive both on excavation cost and time schedule. Both excavation methods will therefore be included in the next design phase if the two single-track tunnels concept is chosen.
vurdering

## 1. BAKGRUNN
Planleggingen av nytt dobbeltspor på strekningen Oslo – Ski (Follobanen) ble påbegynt på slutten av 1980-tallet i forbindelse med vedtaket om lokalisering av hovedflyplassen på

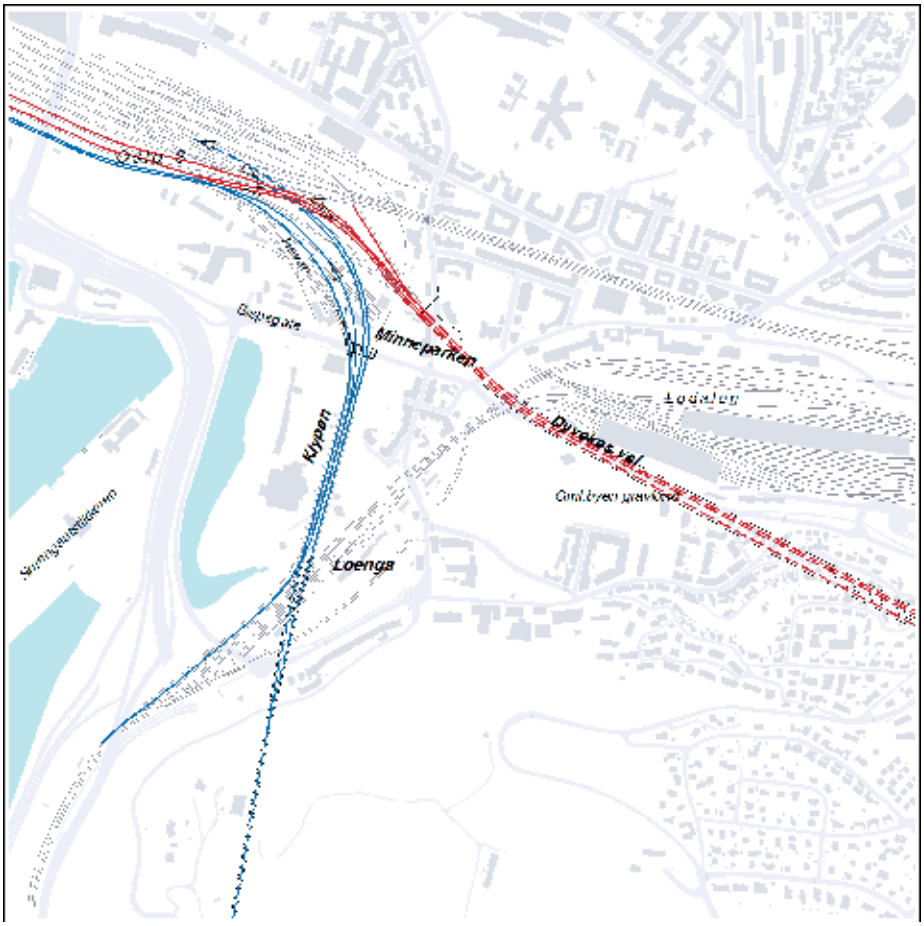
Hurum. Allerede den gangen var det klart at dagens dobbeltspor på strekningen ikke hadde kapasitet til å ta imot ønsket trafikkvekst. En hovedplan og et grunnlag for kommunedelplaner for strekningen fra Hauketo til Ski ble ferdigstilt i 1995.

## 2. BESKRIVELSE AV TRASÉEN

I planene fra 1995 var det forutsatt at nytt dobbeltspor skulle tangere eksisterende dobbeltspor i stasjonene Hauketo, Kolbotn og Vevelstad. Dagens dobbeltspor skulle hovedsakelig betjene lokaltogene, mens tog med få eller ingen tog skulle benytte det nye dobbeltsporet (Follobanen). Godstog skulle kunne benytte begge banene.
I 2008/09 ble det gjennomført en N/K-analyse knyttet til konseptet med tangering av stasjoner på Østfoldbanen og muliggjøring for stopp på disse for tog som trafikkerer Follobanen. Det ble påvist en marginal trafikantnytte med stopp underveis. Dette, i kombinasjon med den store merkostnaden ved etablering av stasjoner på Follobanen og forutsetningen om at Follobanen skulle utgjøre første del av en fremtidig høyhastighetsbane mot Sverige, ble det besluttet å legge et konsept med Follobanen i trasé uavhengig av dagens Østfoldbane til grunn for videre planlegging.

Follobanens innføring til Oslo S har vært gjenstand for vurderinger i flere omganger tidligere, men det har aldri vært sluttført og konkludert med en løsning. Gjennom planarbeidet som har pågått nå det siste året, er det verifisert to hovedalternativer med tre varianter av det ene alternativet som funksjonelle og gjennomførbare i forhold til å ta hensyn til togtrafikken både i anleggsperioden og på permanent basis.

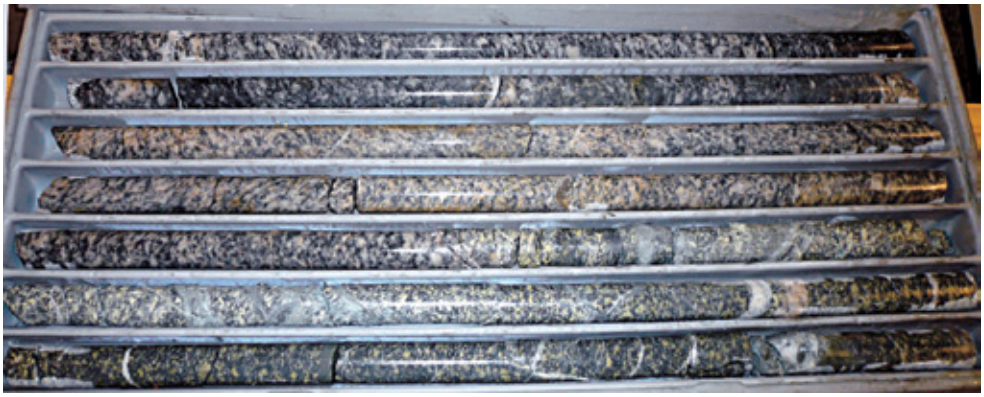
Det ene av hovedalternativene for innføring til Oslo S har en traséføring som går inn i Ekebergåsen forholdsvis vinkelrett på den store forkastningen fra Perm. Det andre alternativet går inn i åsen på langs av denne forkastningen. Se figur 1.




Figur 1. Alternativer for innføring av Follobanen til Oslo S. Under Loenga eller Dyvekes vei.

De topografiske forholdene kombinert med de strenge kravene som settes til stigning og kurvatur for øvrig for jernbaneanlegget når det skal dimensjoneres for hastigheter > 200 km/h og tilrettelegging for godstog, tilsier at traséen kanskje bør legges i tunnel frem til Langhus. Dette gir en ca 19 km lang jernbanetunnel med overdekning fra 5 meter opp til ca 190 meter. Det vurderes også en løsning hvor tunnelen brytes opp med en mellomliggende dagsone.

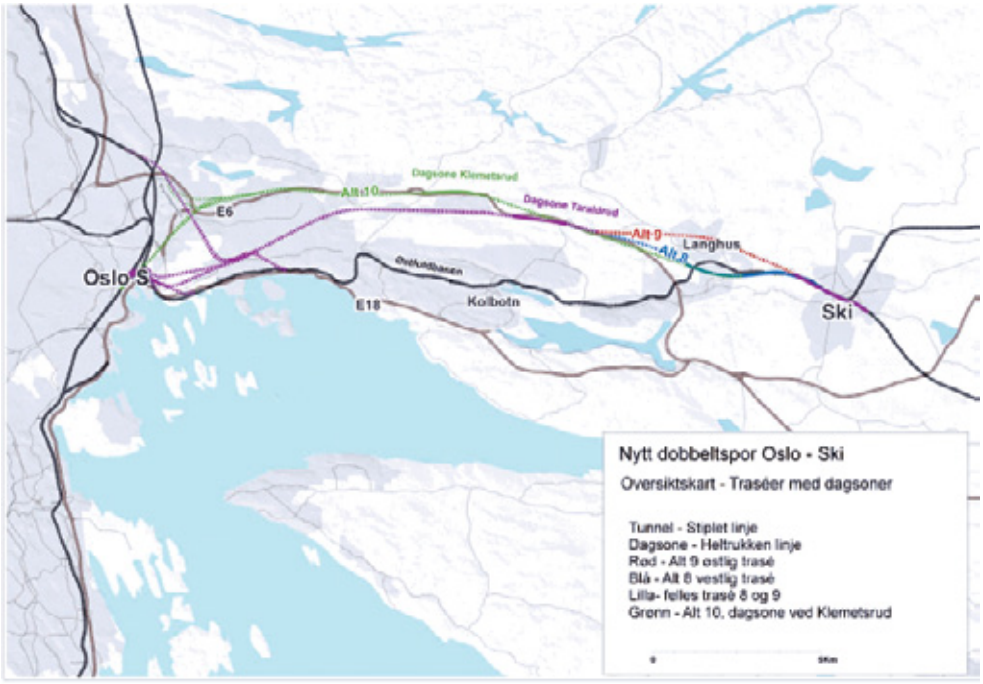
Bergartene i prosjektområdet består av prekambriske gneiser og noe amfibolitt. UCS er i området 100-200 MPa for gneisbergartene og opp mot 270 for amfibolitt (*Sintef 2008 og 2009*). Tester for DRI har hovedvekt av målinger i området 28-37 og CLI i området 7-10. Kvartsinnholdet varierer mellom de ulike gneisvariantene mellom 25-40 %. Bergmassen er forholdsvis lite oppsprukket og har to hovedsprekkesett med orientering Ø-V og SØ-NV, med steilt fall. Bergartsstrukturen i prosjektområdet stryker NS til NV-SØ, bortsett fra lengst i syd hvor strøkretningen er Ø-V.



Figur 2. Borkjerner med delvis forvitret berg i nedre del.

Det er kartlagt områder med mulige setningsømfintlige løsmasser og verdifulle naturtyper på deler av tunnelstrekingen (*Aas-Jakobsen, 2008*). Terrenget over tunnelen ligger stort sett under marin grense og i enkelte områder er det tildels store mektigheter leir- og siltavsetninger. Det vil derfor bli stilt tetthetskrav til tunnelen, men ikke alle områder langs traseen er like følsomme for grunnvannssenkning. Det vil sannsynligvis bli differensierte verdier på tillatt innlekkasje i tunnelen. Basert på foreløpige vurderinger (*Aas-Jakobsen, 2008*) må det i de mest følsomme områdene påregnes tettekrav på 4 – 8 l/min/100 m tunnel. I andre områder hvor grunnvannssenkning ikke er kritisk verken for bebyggelse eller for vegetasjon kan tettekravene reduseres til 10 – 20 l/min/100 m tunnel.

Traséen søkes lagt så optimalt som mulig i forhold til både topografiske og geologiske forhold og det jobbes med flere alternative traséføringer.




Figur 3. Alternative traséer for Nytt dobbeltspor Oslo - Ski

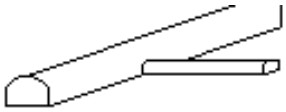
Syd for Langhus skal traséen tangere Østfoldbanen og utgjøre én korridor med denne over jordene inn mot Ski stasjon. Her foreligger det to ulike traséføringer. Hvilket som velges avhenger av hvilket valg som gjøres m.h.t. fjelltunnel.

## 3. KONSEPT FOR FJELLTUNNELEN

Alle jernbanetunneler på dobbeltsporede strekninger i Norge er pr. i dag bygget som et stort dobbeltsporet løp. Tunnelens lengde på opptil 19 km gjør at det er satt spørsmål ved om Jernbaneverkets tradisjonelle løsning med en dobbeltsporet tunnel er riktig. Det er da spesielt vurderinger omkring sikkerhet og tilgang for vedlikehold og inspeksjoner som kanskje slår annerledes ut enn ved tilsvarende vurderinger for kortere tunneler.
For dobbeltsporede jernbaner både i Europa og i verden for øvrig, har det de siste 10 – 15 årene vært en klar tendens til å velge to separate enkeltsporede løp for tunneler med lengde > 10 km. Det argumenteres for at man bør velge to separate løp for lange tunneler dersom de skal dimensjoneres for høy hastighet, mye trafikk og blandet trafikk (både gods- og persontrafikk). Sikkerhet mot store tunnelulykker vektlegges høyt og ekstra kostnadene for bygging av to tunnelløp er ofte av underordnet betydning. For Follobanen ser anleggskostnadene for bygging av to løp ut til å bli ca. 25 % dyrere enn bygging av ett dobbeltsporet løp på den 19 km lange strekningen.

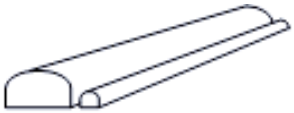
Jernbaneverket jobber med utredninger og analysearbeid for tre ulike konsept.

1.



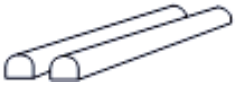
Et stort dobbeltsporet løp med rømningsveier til overflaten for hver 1000 meter eller til sikkert sted som fører ut i dagen.

2.



Et stort dobbeltsporet løp med en parallell service/ rømningstunnel og tverrforbindelser mellom disse tunnelene for hver 1000 meter.

3.



To separate enkeltsporede løp med tverrforbindelser mellom disse for hver 500 meter.

Det er bygget opp modeller for simulering av røykspredning for både dobbeltsporet og enkeltsporet tunnel. Ulike scenarier for brann og røykspredning analyseres. Resultatene av dette arbeidet vil inngå som en del av beslutningsgrunnlaget for valg av tunnelkonsept.

I tillegg kjøres det risikoanalyser for en rekke andre ulykkestyper som kan være relevante. Arbeidet er ikke sluttført, men resultater så langt tyder på at konseptet med to separate tunnelløp kvalitativt er sikrest. Deretter kommer konseptet med et stort dobbeltsporet løp og en parallell servicetunnel. Dårligst ut av de tre kommer konseptet med et stort dobbeltsporet løp. I det videre analysearbeidet må det bl.a. vurderes hvorvidt noen av disse konseptene har en risiko som er uakseptabel i forhold til gitte akseptkriterier.

I tillegg til sikkerhetsvurderinger er tilgang til tunnelen for vedlikehold og inspeksjon en viktig faktor for den beslutningen som skal tas med hensyn på tunnelkonsept. Samfunnet stiller krav om oppetid på anlegget og punktlighet for togtrafikken.
Med en dobbeltsporet tunnel, må man sannsynligvis stenge hele tunnelen ved feilretting, vedlikehold og inspeksjon. Med to enkeltsporede løp, kan man opprettholde trafikken i det ene løpet mens nødvendige arbeider pågår i det andre løpet.

Det forventes en avklaring med hensyn på hvilket tunnelkonsept som skal velges for Follobanen ved årsskiftet 2009/ 2010.

## 4. VURDERING AV DRIVEMETODE

Jernbaneverket har vurdert hvilken drivemetode, konvensjonell sprengning med forinjeksjon eller boring med en tunnelboremaskin (TBM), som vil være hensiktsmessig å benytte for driving av den tunnelen som kan komme til å bli opptil 19 km lang.
For dette arbeidet ble det satt sammen en gruppe bestående av tre uavhengige rådgivere med spesiell kompetanse og erfaring med konvensjonell sprengning (Svein Sørheim, Per Bollingmo og Bjørn Buen) og tre uavhengige rådgivere med kompetanse og erfaring med bruk av TBM (Erik Dahl Johansen, Arnulf Martin Hansen og Thor Skjeggedal). Disse vurderte sammen med Jernbaneverkets prosjektmedarbeidere hvilken drivemetode som bør eller kan benyttes for bygging av tunnelen eller tunnelene på Follobanen (*Jernbaneverket, 2008*). Gruppen kom gjennom dette arbeidet frem til en anbefalt strategi for videre utredninger.

Ved boring er krav til innvendig diameter satt til netto på 9,1 meter for en enkeltsporstunnel. For en dobbeltsporstunnel er tilsvarende nettodiameter 13,0 meter. Drivemetodegruppen har konkludert med at fullprofilboring ikke er konkurransedyktig mot en sprengt løsning for en dobbeltsporstunnel på grunn av den store diameteren. Inndriften blir for lav. Dersom et av alternativene med et stort dobbeltsporet løp velges, anbefales det derfor utelukkende å drive tunnelen ved konvensjonell sprengning og systematisk forinjeksjon.

Dersom konseptet med to separate tunnelløp velges, anbefales det å ta med seg begge de to alternative drivemetodene i det videre planleggings- og prosjekteringsarbeidet.
Det er senere gjort verifikasjonsvurderinger av TBM alternativet utført av ILF (*Aas-Jakobsen, 2009*), Amberg Engineering (*Aas-Jakobsen, 2009*) og Nick Barton & Associates (*Barton, 2009*).

### 4.1 Konvensjonell tunneldriving med systematisk forinjeksjon

Konvensjonell tunneldriving med sprengning og systematisk forinjeksjon er velprøvd i Norge og det er flere store entreprenør i Norge som kan utføre et prosjekt i denne størrelsen. Metoden er fleksibel ved varierende bergforhold og ulike måter å løse eventuelle overraskelser på er gjennomprøvde. Det finnes et godt erfaringsgrunnlag for å estimere anleggskostnader.

Tunneldrivingen må i dette tilfelle ha 6 angrepspunkter for å få en akseptabel byggetid. Det er på deler av strekningen vanskelig å finne egnede riggområder for tverrslag på grunn av tett bebyggelse.
Tunneldrivingens inndrifter er svært avhenging av krav til tillatt innlekkasje. Strenge krav til tunnelens tetthet innebærer at inndriften reduseres i de områdene som er sårbare for lekkasjer.

Ved sprengte samferdselstunneler i Norge anvendes i dag ofte en frittstående skallkonstruksjon/hvelv av PE-skum og sprøytebetong for vann-/frostsikring. Det jobbes for å finne et alternativ til PE-skum, men en slik frittstående konstruksjon vil uansett utsettes for store trykk- og sugkrefter i en høyhastighetsbanetunnel. En slik løsning vil derfor sannsynligvis måtte skiftes ut 1-3 ganger i løpet av tunnelens antatte brukstid på over 100 år. Dette vil innebære en stenging av tunnelløpet i 0,5-1 år hver gang. Et slikt frittstående hvelv innebærer som regel også behov for inspeksjon bak hvelvet med noen års mellomrom. Med en tunnelengde på 19 km vil dette vil være en vanskelig og tidkrevende jobb.

**4.2 Driving med TBM**

Bergforholdene har vesentlig større innflytelse på inndrift og kostnader ved tunnelboring enn ved konvensjonell driving. Erfaringer fra prosjekter i andre land og også erfaringer fra noen år tilbake i Norge viser at en TBM kan oppnå høye inndrifter i harde bergarter. Vurderinger ved de bergforhold som gjelder for Follobanen viser at netto inndrift, dvs. når maskinen borer, vil ligge i området 1,5-2 meter/time (*Jernbaneverket, 2008*) (gjelder for boring av enkeltsporstunneler). Netto inndrift er basert på en del tester av DRI, UCS og vurderinger av oppsprekningsgrad. Det er også utført en alternativ vurdering ved bruk av $Q_{TBM}$ (*Barton, 2009*). For $Q_{TBM}$ er det utført en omfattende logging av et stort antall bergblotninger/skjæringer og tolking av refraksjonsseismikk og kjernelogging. Konklusjonen er at de geologiske egenskapene for bergmassen i prosjektområdet kan være tøffe, men akseptabel inndrift kan likevel forventes dersom det velges en kraftig maskin.

Drivemetodevurderingene for Follobanen viser så langt at bruk av TBM er et aktuelt alternativ både med hensyn på anleggskostnader og tid. Ved TBM alternativet er det planlagt kun et tverrslag omtrent på midten og driving med to maskiner mot hhv. nord og syd, dvs totalt 4 tunnelbormaskiner. For å oppfylle regelverkts krav til rømningsveier sprenges det ut tverrforbindelser mellom tunnelene for hver 500. meter. Tverrforbindelsene kan drives parallelt med at tunnelboringen pågår.

Det er vurdert ulike maskintyper, både åpen- og skjoldmaskiner (*Jernbaneverket, 2008 og Aas-Jakobsen, 2009*). Ved bruk av en åpen maskin må injeksjon og sikringsarbeider utføres som ved konvensjonell driving. Mye av tiden vil gå med til vanntetting, mens tunnelboringen bare vil utgjøre en mindre del. Dette medfører at man ikke kan utnytte fullt ut potensialet for de høye inndriftene som en TBM normalt kan oppnå. Ved bruk av en slik maskin vil man heller ikke sitte igjen med noen gevinst i forhold til konvensjonell tunneldriving med hensyn til berg-, vann- og frostsikring.

Ved bruk av en skjoldmaskin installeres det betongsegmenter med vanntette pakninger mot stålskjoldet bak borhodet. I tillegg fylles mellomrommet mellom elementene og berg med sementmørtel. Tunnelmannskapene arbeider beskyttet under stålskjoldet. Betongsegmentene monteres i en ring over hele tunnelprofilet og fungerer som en vanntett betongutforing langs hele tunnellengden. Betongforingen erstatter både bergsikring, injeksjon samt vann og frostsikring. En slik løsning er i dette tilfelle basert på at man kan tillate innlekkasje en begrenset tid før betongforingen er installert. Lekkasjepunktene vil normalt være eksponert vel et døgn før de innhentes av betongforingen. For noen områder kan dette aksepteres. For sårbare områder der dette ikke er akseptabelt må det forberedes andre tiltak. Dette kan være vanninfiltrasjonsbrønner som er boret og ferdig installert fra overflaten forut for tunneldrivingen. Et annet alternativ er å utføre forinjeksjon fra tunnelbormaskinen.

For noen av trasealternativene for Follobanen er det stor overdekning og dermed høyt grunnvannstrykk (opp til 16 bar). Dette er en utfordring for en løsning med betongsegmenter med vanntette pakninger. Betongen må dimensjoneres for tåle vanntrykket og det må stilles høye krav til pakningene.

Det finnes flere typer av skjoldmaskiner, for dette prosjektet er det en dobbeltskjoldmaskin som er anbefalt av drivemetodegruppen. En dobbeltskjoldmaskin har grippere for fiksering av maskinen under boring slik som på en åpen maskin, og det monteres betongsegmenter inne

i et teleskopskjold samtidig som det bores. Dette medfører at denne maskintypen har nær samme høye inndrift som en åpen maskin under boring i god bergkvalitet. Maskinen er også utstyrt med hydrauliske sylindere som kan presse bakover mot segmentene. I spesielle tilfeller f. eks dårlig/svakt berg hvor det er kan være vanskelig å få nok feste med gripperne, kan boringen likevel fortsette ved at disse sylinderne anvendes til å gi trykk mot borehodet.

En enkeltskjold maskin kan også være et alternativ for Follobanen. Denne maskintypen har kortere skjold og er uten grippere. Fremmatning skjer ved å trykke mot betongelementene. Det vil da være bedre plass for bormaskiner til å utføre sonder-/injeksjonsboring. Ulempen med denne maskintypen er at det ikke kan bores under montering av betongsegmentene. Inndriften blir dermed lavere inndrifter enn ved bruk av en dobbeltskjoldmaskin.

## 5. KARTLEGGING OG PRESENTASJON AV DE GEOLOGISKE FORHOLDENE

For å frembringe størst mulig kunnskap om geologien på strekningen og med det eliminere mest mulig usikkerhet for både anleggs- og vedlikeholdsfasen, legges det mye ressurser i å gjennomføre grunnundersøkelser. Aktuelle tunnelstrekninger kartlegges ved omfattende gjennomføring av seismikk, fjellkontrollboringer og kjerneboringer. Løsmassene på strekningen kartlegges og analyseres m.h.t. mektigheter, sammensetning og egenskaper. Hydrogeologiske forhold kartlegges spesielt og vurderes opp mot sannsynlige influensområder for grunnvannssenkninger og poretrykksreduksjoner i løsmassene med påfølgende setningsutvikling for berørt bebyggelse eller skader på sårbar vegetasjon.

Det er en målsetting for prosjektet å utvikle en 3D-modell som viser geologien på strekningen for den aktuelle tunneltraséen. Alle data om grunnforholdene skal plottes inn i modellen med påfølgende interpoleres mellom punktene. På denne måten skal det være mulig å reise gjennom tunnelen og studere geologien med ulike bergartsformasjoner, sprekker og forkastninger samt løsmasser lenge før tunnelen bygges og ferdigstilles. Under drivingen vil det bli lagt opp til å gjennomføre en kontinuerlig logging av geologien og en tilsvarende oppdatering av modellen.

I modellen vil det også være relevant å legge inn data for all injeksjon, sikring og øvrige installasjoner som gjøres i tunnelen. Ved ferdigstillelse av anlegget vil den oppdaterte tunnelen være en del av ”som bygget”-dokumentasjonen og tjene som et unikt verktøy for driftsorganisasjonen i ettertid.

**Referanser:**

Aas-Jakobsen (2008): Rapport nr. UOS-00-A-10022. Sammenstilling av geologiske-, hydrogeologiske- og naturforhold.

Aas-Jakobsen (2009): Rapport nr. UOS-00-A-10025. Rapport Tunnel System, TBM study Technical report ILF.

Aas-Jakobsen (2009): Rapport nr. UOS-00-A-10024. Rapport Tunnel System, TBM study. Oslo-Ski by TBM. Amberg Engineering.

Jernbaneverket (2008): Rapport nr. UOS-00-A-90005. Vurderinger av drivemetode for tunnelene på Follobanen.

Nick Barton (2009): Oslo-Ski railway tunnels, Q-histogram logging and $Q_{TBM}$ prognosis for twin sets of TBM tunnels.

Sintef (2008): Bestemmelse av enaksiell trykkfasthet (UCS) samt indekser for borsynk (DRI) og kutterlevetid (CLI). Prøvningsrapport 08013IG. SINTEF. 2008-04-22.

Sintef (2009): Bestemmelse av borbarhetsegenskaper for TBM til fire bergartsprøver fra tunnel Oslo-Ski, Follobanen. Testrapport 09008IG. SINTEF. 2009-03-03.

# Klima, skred og samarbeid om beredskap

**Climate, landslide and teamwork for emergency preparedness**

*Geolog Svein Helge Frækaland, Statens vegvesen Region vest*

**Samandrag**
Noregs vassdrags- og energidirektorat (NVE) har eit nasjonalt og koordinerande ansvar for førebygging av skredulukker og inviterer til samarbeid på mange plan. I prosjektet Klima og transport er engasjert fagfolk i ei rekke firma og institusjonar forutan internt i Statens vegvesen. Det blir mellom anna arbeidd med veiledar for *Sikring mot steinskred* mot vegnettet og med kartportalen *Føre var* for presentasjon av data for vær, klima og vegnett for eit framtidig beredskapsopplegg. I eit varmare klima ser det ut til å bli viktig med fokus på beredskap og øvingar.

**Summery**
The Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) have from 2009 the national and co-ordinating responsibility for prevention against landslides towards roads. The project Climate and transportation is engaging many specialists in many institutions in addition to the project owner, the Norwegian Public Road Administration. Among the project results you may find the guide book *Protection against rock avalanches against highways* and web maps for extreme weather and hazard mitigation (*Före var*) in purpose of emergency preparedness. In a warmer climate the focus of emergency preparedness and training seems to be more important.

## *Prosjektet Klima og transport*

Klima og transport er eit fireårig forskings- og utviklingsprosjekt i Statens vegvesen i 2007-2010. Prosjektet har ei budsjettramme på 20 mill.kr. I prosjektet er engasjert fagfolk i ei rekke firma og institusjonar forutan internt i Statens vegvesen. I tabellen på siste side er vist delprosjekt og aktivitetar. Prosjektleiar er Gordana Petkovic, Vegdirektoratet. Prosjektet har web-adresse
www.vegvesen.no/Fag/Fokusomrader/Forskning+og+utvikling/Klima+og+transport

Det er hovudsakleg innafor delprosjekta 2, 3 og 4 det blir arbeidd med relasjonen **klima og skred**.

Noregs vassdrags- og energidirektorat (NVE) har frå 1.januar 2009 ansvar for statlege forvaltingsoppgåver innan førebygging av skredulukker. Dette inneber

- å yta hjelp til kommunar og samfunnet elles med kompetanse og ressursar til kartlegging, arealplanoppfølging, sikring, overvaking, varsling og beredskap.

- At NVE får eit utvida skredansvar endrar ikkje på kommunar sitt ansvar for å ta omsyn til sikkerheit mot skred i arealplanlegging og handsaming av byggjesaker, eller tiltakshavarar sitt ansvar for sikker utbygging.
- NVE vil samarbeide nært med eksisterande fagmiljø for å oppnå målet om tryggare lokalsamfunn og auka samfunnssikkerheit.

I delprosjekt 2 og 3 føregår samarbeid mellom NVE og Statens vegvesen (SVV om vassdrag, drenering og erosjon. I tillegg har SVV kontaktmøter med NVE om beredskap, konsekvensar og risiko ved skred - revisjonar av retingslinjer og høyringar. Eksempel på samarbeid er i skredsituasjonen ved Rv70 Oppdølsstranda.

## Sikring mot steinskred

I delaktivitet 4.3 blir det mellom anna arbeidd med ein veiledar for Sikring mot steinskred mot vegnettet. Målsettingen er at dette skal væra ein veiledar for skredteknisk saksbehandling i Statens Vegvesen, både for saksbehandlarar innan etaten og for konsulentar utanfor. Veiledaren kan også være nyttig for andre som ønskjer å foreta ein vurdering av eksisterande og nye veganlegg som vert planlagt å krysse gjennom potensielt skredfarleg terreng.
Formålet med veiledaren er å kunna gi best muleg forutsetningar for planlegging, prosjektering, utførelse og drift og vedlikehold av rassikringstiltak på vegnettet. Veilederen er begrensa til de metodane som den dekker. Der det finst eksisterande håndbøker / retningslinjer / veiledarar blir det vist til desse. I samband med prosjektet Klima og transport vert det arbeidd med oppdatering av nokre av dei eksisterande håndbøkene til Statens vegvesen som for eksempel om snø, flom og overbygg. Høyringsutgåva for veiledaren Sikring mot steinskred vil bli klar utpå nyåret 2010.

## Føre var

I delaktivitet 2.2 blir det i lag med NVE arbeidd med ein kartportal for presentasjon av data for vær, klima og vegnett. Kartportalen får tittelen **Føre var**.
Delaktivitetsleiar er Tore Humstad, Vegdirektoratet.

Mål for delaktiviteten er:

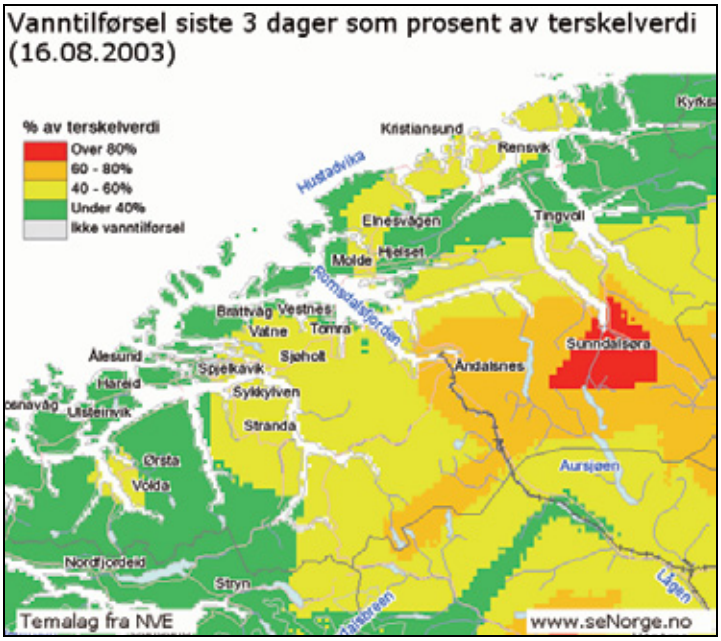
- Gjere data knytt til vær, klima og vegnett **tilgjengelig**
- Tilrettelegge for bruk av data til **analyser** av effekten av klima og klimaendringer og bidra til økt **aktsomheit** mot værsituasjoner som er ugunstige for **sikkerheit** og **framkommelegheit** på vegnettet
- Historiske data skal særlig brukast i analyser av samanhengen mellom **vær / klima og hendingar**
- Sanntidsdata og prognoser skal inngå som ein del av et framtidig **beredskapsopplegg**
- Utvikle, teste og evaluere **nye verktøy** for vær- og klimadata
- **Samanstille** mot øvrige geodata som grunnforhold topografi, drenering og hendingar på vegnettet
- Vera støttespelar til dei andre delprosjekta gjennom å synleggjere relevante datakjelder og verktøy

Ein sentral del av arbeidet er å gjera data knytt til vær, klima og vegnett **tilgjengeleg**. Spesielt blir det sett på betydningen av lokal nedbør i forhold til kjende terskelverdiar for

vasstilførsel (regn og snøsmelting) for eksempel siste døgn og siste 3 døgn og kva dette kan ha å seia for lokal skredsituasjon og beredskap.

Figuren nedanfor er eit øyeblikksbilde på portalen www.seNorge.no som viser ein nedbørsfront inn mot Møre som førte til folmskred i Sandvikselva mot Rv70 Oppdølstranda 14-8-2003.

Følg prosjektet på web-adressa
www.vegvesen.no/Fag/Fokusomrader/Forskning+og+utvikling/Klima+og+transport/Informasjonsdager




## Sårbarheit

FN sitt klimapanel har kome fram til at gjennomsnittstemperaturen kan koma til å stiga ca. 2 grader dei neste ca. 30 åra. Denne endringa kan føra til auka smelting av polisen og tørrare klima i områda rundt ekvator. Temperaturauken ser ikkje dramatisk ut, men legg merke til at er snakk om gjennomsnittstemperaturen. Temperaturen over kortare tidsrom vil svinga mykje meir kraftig! Me har lagt merke til er at temperaturauken dei seinaste 5-10 åra kan ha ført til fleire og sterkare stormar med utgangspunkt ved ekvator. Stormane går over havområde og inn over land og kan føra med seg høge temperaturar og høg fuktigheit. Spesielt i sørvest Norge har me dei siste 5 åra opplevd mykje lokalt ekstrem nedbør. Foto nedanfor viser eksempel på kva utslag dette har fått enkelte stader.

Rv5 Kjøsnesfjorden i Jølster 14-11-2004 Foto: SH Frækaland

Ras Årdal-Lærdal-Luster 15-11-2005, her R53 Nepegjerdsteigen i Årdal Foto: SH Frækaland

Ras Undredal-Gudvangen-Aurland, 6-7-2008 – lite magasineringsevne i dei høge snaufjella Foto: SH Frækaland

Fv 241 Gudvangen – Bakka, skred ved Nautagrovi, ferjekaien

Rv601 Langhuso – Undredal, skred ved Djupsåna

Ev16 Nærøydalen i Gudvangen 2-9-2009, erosjonsras i fjellskredvifte av bergart anortositt
Foto: SH Frækaland

## Hell

- Ved dei viste eksempla (og andre) var det ikkje tap av menneskjeliv
  – me bør væra audmjuke
- Relativt sett kom ein heldig ut
  – samanlikna med dramatiske nyheiter frå utlandet
- Det er dramatisk for dei menneska som opplever slike lokale nedbørsituasjonar

## Beredskap

Erfaring og filosofi tilseier:

- Det er som regel ikkje muleg eller fornuftig å dimensjonera for slike ekstreme situasjonar av nedbør og skred, spesielt fordi stad, tid og omfang for neste tilfelle er ukjent
- Fokus bør vera på menneskje, evakuering - og deretter på skade
- Beredskap ser ut til å bli viktigare for å møta slike situasjonar og dette kan tilsei beredskapsgruppe og øvingar (Føre var)

For eksempel kan det vera fornuftig og satsa på lokale beredskapsgrupper med både nasjonal og lokal forankring:

- På nasjonalt plan og fylkesplan kan beredskapsgruppa ha deltaking frå
  - NVE
  - Fylkesmannen
  - Statens vegvesen
  - Røde Kors
  - Andre

- På kommunalt plan kan den vera samansett av
  - Brannvakt (lønna) som også følgjer med på vêrvarsling
    – yr.no / metogram / seNorge.no / Føre var
  - Lensmann som har ansvar for evakuering og ev. kontakt med NVE, Fylkesmannen si beredskapsavdeling og Statens vegvesen
  - Røde Kors
  - Representantar frå bygdelag, grender og lokalt interesserte

  og
  - Mandat frå kommunestyre om evakuering og vegstenging bør også vera på plass saman med økonomisk avklaring
  - Øvingar er viktig for å trena
    - Nettverk – kommunikasjon og telefonlister
    - Evakuering
    - Osv.

| ***Klima og transport prosjekt i Statens vegvesen 2007-2010*** | | |
|---|---|---|
| ***Delprosjekt*** | ***Aktivitetar*** | ***Merk*** |
| *1. Premisser og implementering definisjon……..* | *1. Premisser for klimatilpasning*<br>*2. Oppdatering av dimensjonerende verdier*<br>*3. Demonstrasjonsprosjekter* | |
| ***2. Innsamling, lagring og bruk av data*** | ***1. Samordning og tilgjengeleggjering av vær- og klimadata***<br>***2. Kartportal for værdata***<br>***3. Hendelser og bakgrunnsinformasjon*** | *SVV-NVE*<br><br>***Føre var*** |
| ***3. Sikring mot flom og erosjon*** | ***1. Drenering***<br>***2. Erosjonssikring mot strømmende vann***<br>***3. Sikring mot bølgeerosjon***<br>***4. Miljøeffekt av endrede klimaforhold*** | *SVV-NVE* |
| ***4. Snø-, stein-, jord- og flomskred*** | ***1. Skredrisiko***<br>***2. Skredsikring og prioriteringsmodell***<br>***3. Metodar for skredsikring***<br>***4. Kvikkleire***<br>***5. Vannrelaterte skredtypar*** | ***Veiledar*** |
| *5. Tilstandsutvikling på vegnettet* | *1. Hvordan påvirkes materialparametere av klima?*<br>*2. Konsekvenser av endret klima for grusveger*<br>*3. Virkninger endret klima har for veger med bituminøst dekker* | |
| *6. Konsekvensar for vinterdrift* | *1. Forskyvninger av geografiske klimasoner*<br>*2. Vinterfriksjon og sikring av veggrep*<br>*3. Trafikk i ekstreme snø- og vindforhold* | |
| *7. Sårbarheit og beredskap* | *1. Beredskapssystem*<br>*2. Risiko- og sårbarhetsanalyser (ROS-analyser)*<br>*3. Kontrakter med entreprenører* | |

**FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK**
**BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009**

# DRENERING AV USTABILT FJELLPARTI I FLÅM, AURLAND
# Drainage of an unstable rockslide in Flåm, Aurland

Cand Real. Ulrik Domaas, fagleder jord- og fjellskred, NGI,
Cand Real. Eystein Grimstad, teknisk ekspert, NGI,
Ph.D. Andreas A. Pfaffhuber, fagleder geofysikk, NGI
Ph.D. Sylfest Glimsdal, NGI

Øvrige bidragsytere:
Trond Eiken, Institutt for geofag, UiO.
Ph.D. Jørn Vatn, professor, NTNU/SINTEF
MSc Bjørn Sture Rosenvold, Aurland kommune
MSc. Nikolaj Foged, Århus Universitet.

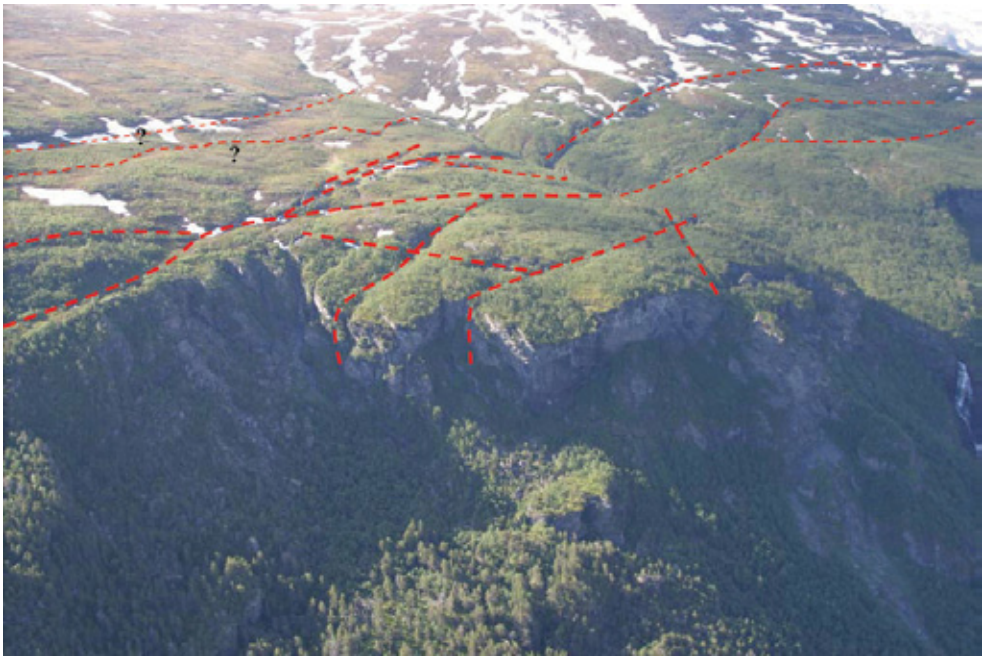
## SAMMENDRAG
Aurland kommune har som planmyndighet i samarbeid med statlige fagmyndigheter, vurdert hvilke tiltak og utredninger som har vært nødvendige å gjennomføre i samband med dokumenterte bevegelser i fjellformasjonen frå Stampa/Joasete i Nord til område Furekamben/Gudmedalen i Sør. Videre progresjon i fjellskredprosjektet vil være å utføre boringer i fjellmassivet Stampa for å finne glideflater og måle vanntrykk på glideplanene. Hensikten er å verifisere stabilitetsberegningene som er utført og å forstå den romlige resistiviteten i fjellpartiet som er framkommet i de luftbårne EM-målingene som ble utført over et 11 $km^2$ stort område mellom Flåm og Aurlandsvangen. Stort vanntrykk kan forårsake instabilitet i fjellpartiet. Boringene ventes å kunne gi grunnlag til å utføre en sikrere vurdering av risiko for nye fjellskred som kan forårsake flodbølger mot Flåm og Aurlandsvangen, samt andre utsatte steder langs utsatte deler av Sognefjorden. GPS – målinger indikerer at det er signifikant bevegelse av fjellmassivet mot fjorden, uten at bevegelsene i dette korte tidsrommet kan sies å være spesielt store. Innledende vurderinger tyder på at faren for utfall av store fjellskred ikke er akutt, men at det er tilrådelig å fortsette undersøkelsene for å evaluere i hvilken grad drenering kan stabilisere fjellmassivet.

## *SUMMARY*
*The municipality of Aurland has as a planning authority in cooperation with the national departments, evaluated which initiative and investigations that has been necessary to carry out in connection with the documented movements in the mountain formation Stampa – Furekamben – Gudmedalen, Flåm, Aurland. Further work in the rockslide project will be to perform bore hole drilling to find sliding planes and measure ground water pressure at the sliding planes. The goal is to verify and adjust the stability calculations that are already performed, and to understand the spatial resistivity measurements in this mountain area. Water pressure can cause instability in the potential rock slide. Results from borehole measurements and investigations will be used to improve the stability calculations and also be used as a basis for the evaluation of risk due to rock slides in the fiord. GPS measurements show significant but small movements in the rock massif towards the fiord. The probability of*

*large rock slides is considered not to be critical, but it is still advisable to continue the investigations in order to evaluate to what extent surface water drainage can stabilize the rock massif.*

## 1. Innledning

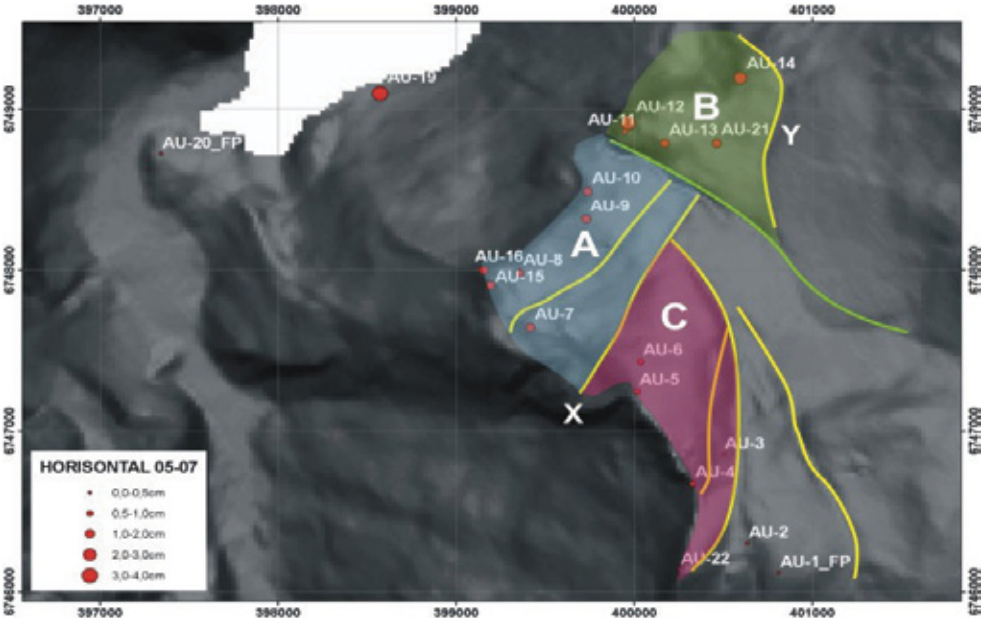
En studie av fjellskred og dalsidestabilitet (NFR prosjekt 2000 - 2002) indikerte en viss fare for utgliding av store fjellparti ved elva Stampa mot fjordbassenget. Nåværende forprosjektet har som mål å undersøke ulike alternative muligheter for å utvikle avbøtende tiltak. Løsninger som har vært vurdert er å hindre infiltrasjon av overflatevann i nedslagsfeltet ved at dette blir overført til nærmeste lokaliserte kraftmagasin (Viddalsdammen). I rapport 20001132-2 (NFR) om stabilitet i fyllittområder, ble det blant annet framhevet følgende: *"Det kan foreløpig konkluderes med at skred med svært store konsekvenser kan oppstå i forbindelse med utglidinger i området mellom Aurland og Flåm ved Stampa. Data tyder på en klar sammenheng mellom nedbør, snøsmelting og skredbevegelser i fyllittområdene. Forskingsresultat har vist at det finnes muligheter til i en viss grad å kontrollere bevegelser og ved drenering gjennom avlastingsbrønner som reduserer poretrykk."*



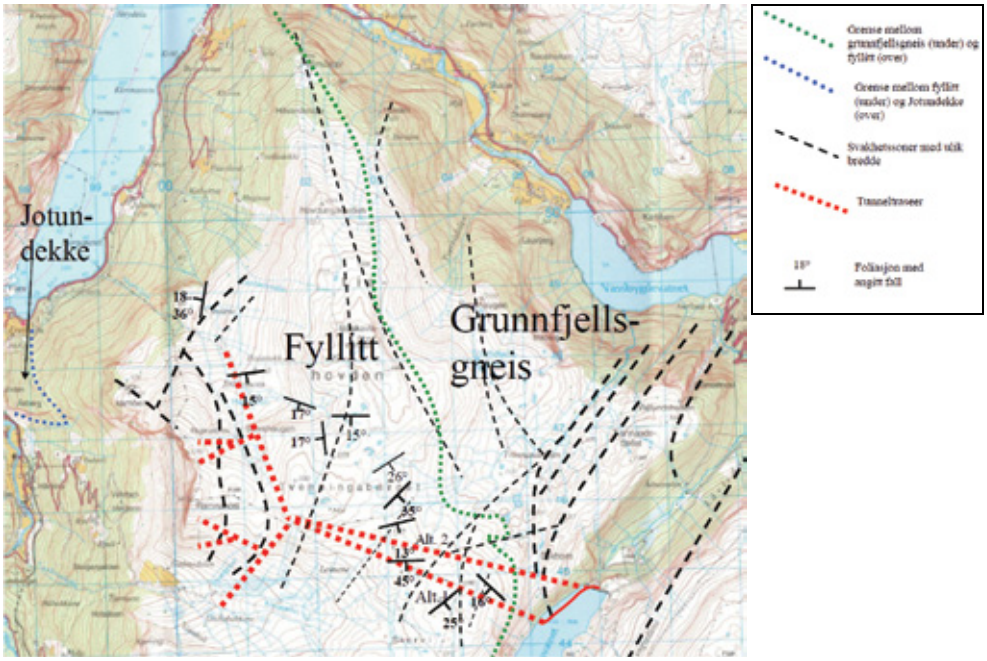
*Figur 1. Bildet viser fjellpartiet Joasete – Stampa med de større lett observerbare sprekkene oppe på platået markert med rød stiplet strek. Fronten av fjellpartiet er en 50m – 100 m høy bratt skrentsone. Stølen Joasete er plassert på oversiden av en løsmassefylt sprekk som er 10m – 15m bred.*

## 2. GPS – målinger av NGU/UiO

I perioden 2005 – 2009 er det målt bevegelser i et GPS nettverk utsatt av NGU med 20 punkter, og 2 nye punkter i 2006 ved Furekamben utsatt an NGI/Flåm utvikling. Pr dato er tre måleserier rapportert på de fleste av punktene. Resultatene viser bevegelse i punktene på noen få mm til opp i 35 mm både horisontalt og vertikalt over tre år (Trond Eiken, UiO, 2009). Bevegelsesretningen er entydig ut mot fjorden. Foreløpig kan bevegelsene sies å være signifikante, og at bevegelsene er ut mot fjorden, men det er feilmarginer i målingene som tilsier at tallene må brukes med forsiktighet. Bevegelsene er størst ytterst mot kanten av massivet og mindre lengre inn mot Joasete. Kartlagte sprekkesystem og bevegelsesmønster tilsier to hovedområder, avgrenset av elva Stampa, i et nordlig og et sørlig område (Figur 2 og 3). Områdene som er i bevegelse er betydelige i volum og er estimert samlet til å være ca 200 – 250 mill. $m^3$. Fjellpartiene representerer trolig det største potensielt ustabile område som er registrert i Norge.




*Figur 2. Lavoppløselig terrengmodell over området som er i bevegelse, med noen av hovedstrukturene inntegnet. De geologiske strukturene kombinert med bevegelsesdata peker ut to hovedområder med merkbar bevegelse. Antatte åpne sprekker er gule og sideveis avgrensede strukturer i grønt (Henderson, Blikra, 2008).*




*Figur 3. Geologisk oversiktskart med forslag til drenasjetunneler (Grimstad, E.2009).*

## 3. Stabilitet av fjellpartiet Stampa - Joasete

Beregning av stabiliteten i fjellpartiet Stampa er basert på antatt skjærstyrke i et antatt glideplan. Glideplanets lokalisering på 50m – 100 m dyp ser ut til å være identifisert ved motstandsmålingene (AEM-målingene). De viktigste variablene som styrer stabiliteten av fjellpartiet er storskala ruheten på glideplanet samt vanntrykket langs sprekkeplanet. Basert på de store bevegelsene som har skjedd antas det å være mye oppknust fyllitt på deler av glideflaten. Dette synes også å være delvis dokumentert ved motstandsmålingene. Der det ikke er berg til berg kontakt er skjærstyrken liten.

Undersøkelser av borhull (anslagsvis 200m dype) vil vise hvor glideplanet er, og om det kan være flere. Dette vil kalibrere motstandsmålingene som vi har for hele fjellpartiet (11 $km^2$). Vanntrykksmålinger på glideplanet som isoleres med pakkere i borhullene kan gi oss verdifull informasjon til stabilitetsberegningen.

Prosjektet er i en startfase med å koble sannsynlighetsberegning til stabilitetsberegningene. Dette kan gi en bedre forståelse av sannsynligheten for utfall av et større fjellparti fra Stampa og dermed gi et realistisk bilde av risikoen ved fjellskred og flodbølge for bosetningen i indre deler av Sognefjorden.

Dype kløfter i flere retninger og frigjorte blokker langs kanten av stupet fra Furekamben til langt forbi Vikesland viser at det har vært betydelige bevegelser i bergmassene i dette området. Rasmasser i fjellsidene og i fjorden som delvis er fylt opp, sammen med bruddkantene i fjellsiden kan tyde på at masser på til sammen opp til 250 millioner $m^3$ bergmasse har rast ut i forhistorisk tid.

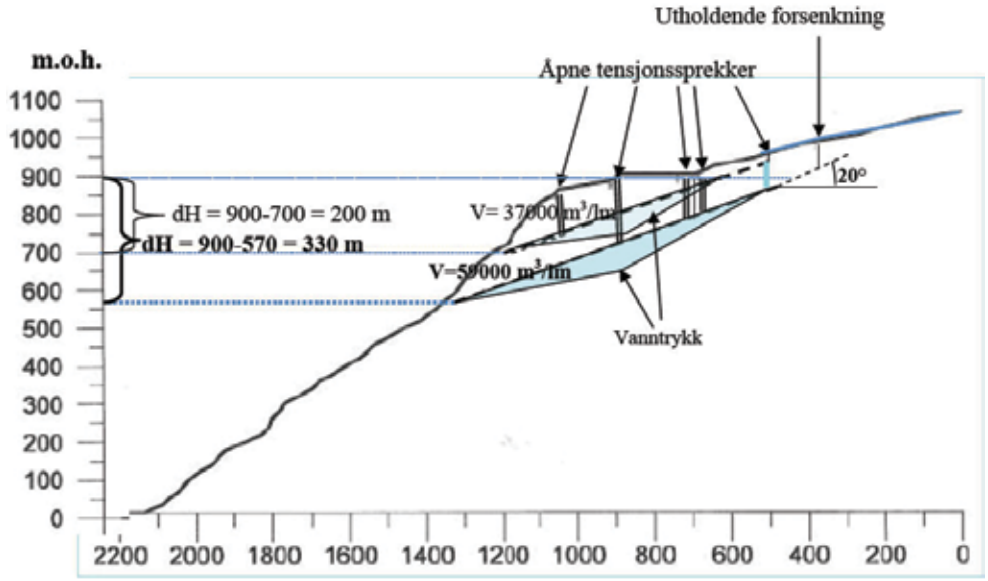
Ved å betrakte en bevegelse på opptil 1 cm i året eller 0,5cm i gjennomsnitt for blokkene som ligger ca. 100 m inn for stupene, skulle samlet bevegelse over tusen år bli ca. 10 m. Lengre inne, som ved Joasete, er bevegelsene mindre enn 0,5cm per år. Bredden på kløften der er ca. 10m – 15m. Med tillegg av bredden av kløftene lengre ute, tyder dette på at det lengst fremme har vært en total bevegelse på flere titalls meter. En slik bevegelse vil normalt gi betydelig oppknusing av bergmassen langs glideplanet. Dette kan forklare hvorfor de fremste blokkene går raskest utover mot fjorden.

Hele fjellpartiet hvor det er observert bevegelser består av fyllitt. Fyllitten er skifrig med et betydelig innhold av kvartslinser. Stedvis er fyllitten småfoldet med chevronfolder (små sikksakk folder med skarpe hengsler). I foten av stupene ut mot fjorden er foliasjonen målt til å helle mellom 16 og 24° utover mot fjorden, mens den ved Joasete og nedre del av Stampa, på høyde med Joasete, heller 25° - 27°, og unntaksvis 36° utover mot fjorden. Dersom et sammenhengende glideplan langs foliasjonen går fra Joasete og ut i foten av stupet mot fjorden, kan glideplanet være krumt med sterkest helling (25°) innerst og gradvis flatere (ned mot 16°) utover.

Utenom mange utholdende sprekker med stor intern avstand, er fyllitten relativt lite oppsprukket i dette området. Spesielt langs Stampa, hvor skrentene er renskurt av flomvann, er dette tydelig. Lenger ut mot stupene i vest øker oppsprekkingsgraden.

Bevegelser er målt opptil 3,6cm til sammen over 3 år på de ytterste blokkene, og bevegelse i mm-skala i de innerste tensjonssprekkene, som ligger 400m – 700m inn fra nåværende raskant. Observasjon av moreneblokker i noen av kløftene tyder på at bevegelsene må ha pågått også under istiden. Dette kan forklare hvorfor bergmassene har beveget seg utover med en uvanlig lav vinkel på glidplanene. Denne tidlige bevegelsen kan ha gitt knusning av fyllitten i glideplanet, og dermed nedsatt skjærstyrke for ettertiden. En forenklet beregningsmodell av glideplan i to nivåer med ulike vanntrykk, viser at bergmassene er stabile i tørr tilstand, men kan bli ustabile ved økende vanntrykk. Vanntrykket er med andre ord helt avgjørende for stabiliteten i området. Det er derfor gjort en gjennomførbarhetsstudie for en overføringstunnel for vann fra de ustabile områdene mellom Ramnanosi og Joasete til Viddalsmagasinet, som driftes av E-CO. Tunnelen er tenkt delt i to grener i vest med en hovedgren til Gudmedalen og en hovedgren til Joasete/Stampa. I tillegg er det skissert to korte forgreninger inn i to gjennomgående svakhetssoner som drenerer vann fra overflaten øst for Ramnosi.

Området omkring Joasete og Stampa er gjennomsatt av dype kløfter som er dannet ved glidning av bergmasse utover mot fjorden. Dybden på disse tensjonssprekkene er ukjent. Sannsynligvis går de ned til ulike glideplan, som i hovedsaken antas å følge foliasjonsplanet (skifrighetsplanet i fyllitten). Det bratteste teoretiske planet heller ca. 24° dersom det går ut i terrengoverflaten uten en dyp kløft på innsiden av Joasete. Den mest sannsynlige gjennomsnittshellingen på glideplanet er omkring 20°. Dette er en sterkt forenklet modell, som er ment å dokumentere at vanntrykket er en viktig faktor for hvorfor bevegelse kan skje i dette området. Dersom et glideplan med knuste masser og mye finstoffer i leirfraksjon allerede var dannet av isen, kan gravitasjonen være i stand til å bevege massene utover. Særlig når finstoffene i glideplanet er oppbløtt og det står et vanntrykk på glideplanet, er utglidning en sannsynlig hendelse.




*Figur 4. Fjellsiden vist i snitt fra fjorden og opp til Joasete. To alternative glideplan er vist med vanntrykk. Bergpartiet er gjennomsatt av vertikale tensjonssprekker fra tidligere bevegelser (Grimstad, E. 2008).*

For å begrunne dette er det utført beregninger av skjærmotstanden under de beskrevne betingelsene. Det er ikke observert noen knusning eller utgående glideplan i foten av stupet som kan bekrefte et slik grunt glidplan. Det er lansert to plan i ulik dybde som begge heller 20° utover. De største observerte kløftene/tensjonssprekkene er lagt inn i profilene. Det antas at vann fra terrengoverflaten renner ned i mange av disse kløftene. Særlig i flomperioder vil dette skje i stort omfang og gi betydelig vannføring ned i bergmassene. Dette vil gi et betydelig vanntrykk på glidplanene.

I figur 4 er to plan illustrert med et vanntrykk. Vanntrykket antas å bygge seg opp langs glideplanene uten at det er helt tett i utløpet glideplanene. Ved en slik delvis drenasje vil vanntrykket teoretisk ha et maksimum midt inne i glideplanene. Der hvor åpne kløfter skjærer gjennom bergmassen over glideplanet, vil vannet fritt kunne stige til overflaten, dersom trykket er større enn stigehøyden i kløftene. Derfor kan ikke trykket være høyere enn utgående av kløfter som skjærer bergmassen.

I denne modellen blir dermed det maksimale vanntykket halvparten av høydedifferansen mellom inngående og utgående av glidplanet. For det øverste glideplanet blir høydedifferansen 900-700 m = 200 m, og det maksimale vanntrykket blir 200 m/2 = 100 m. Tilsvarende blir høydedifferansen og vanntrykket henholdsvis 330 m og 165 m for det nedre glideplanet.

For å kunne beregne skjærmotstanden langs et glideplan må en kjenne normaltrykket mot glideplanet, som er gitt ved volumet og vekten av bergmassen, sammen med hellingsvinkelen på planet. For å forenkle volumberegningen er det i utgangspunktet regnet ut fra bergmassen i et 1 m bredt belte langs profilet. En får dermed volumet, vekten og kreftene på glidplanet per meter bergmasse langs etter stupet. For å finne det totale volumet for hele strekningen fra

Furekamben i sør til langt nord for Joasete må en legge inn flere typiske profil og regne ut tilsvarende for alle profilene, og til slutt legge sammen tallene for de ulike delene av området.
Et viktig ledd i beregningen av skjærstyrke er ruheten på glideplanet. Ruheten uttrykkes ved ruhetsindeksen, JRC, som er gitt ut fra ruhetsamplituden i forhold til lengden på sprekkeplanet. I vårt tilfelle er ruhetsamplituden mer enn 100 mm målt over 2 m lengde. Dette gir JRC = 20 i 2 m skala. Over 10 m lengde er ruhetsamplituden opptil 50 cm, noe som også gir omkring JRC = 20.

Fordi blokkene ofte har en større utstrekning enn henholdsvis 2 og 10 m uten synlige sprekker, må det tas hensyn til skalaeffekten, som kan regnes ut etter empiriske ligninger. (Bandis, S., Lumsden, A.C., & Barton, N 1981) I dette tilfellet er det observert ruhetsamplitude i maksimum 10 m skala, mens estimert blokklengde på typiske blokker over glideplanet er ca. 50 m.

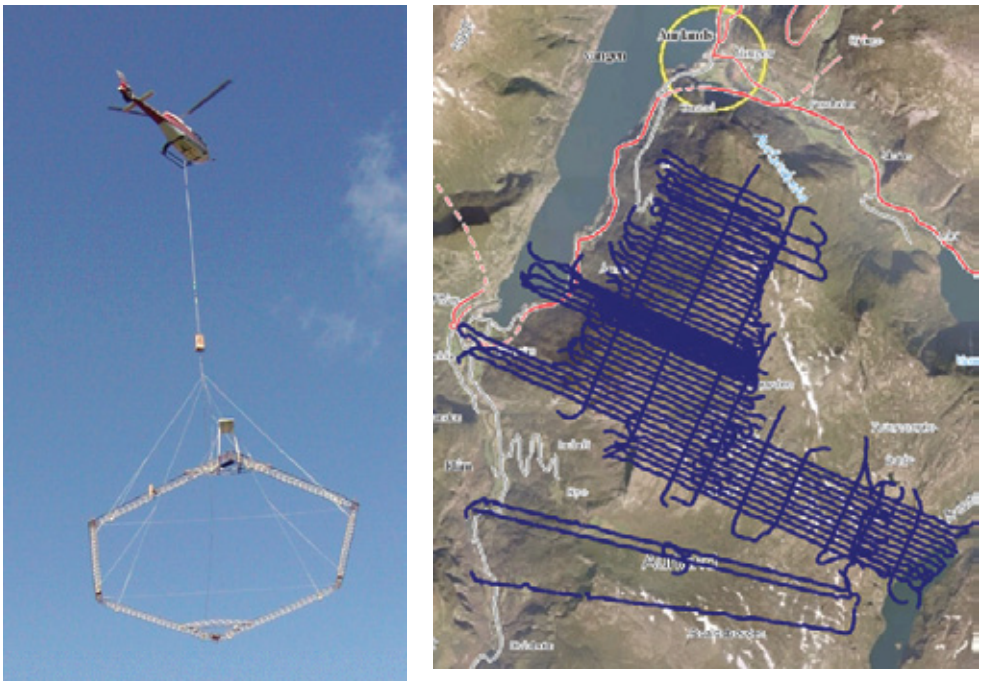
For å kunne beregne skjærmotstanden i et tenkt glideplan må trykkstyrken til bergarten måles med Schmidthammer. Da leses de såkalte prelleverdiene r, som via et empirisk diagram kan korreleres med trykkstyrken i den målte flaten, JCS. I relativt frisk fyllitt i stupet er gjennomsnittlig prelleverdi etter fradrag av de 5 laveste målingene lik r = 41.4. I foten av stupet på utsiden av Joasete er den gjennomsnittlige prelleverdien målt til r = 29, altså mye svakere enn de øvrige stedene. Dette stemmer med den observerte forvitringen i dette området. Disse to verdiene konverteres til verdier for trykkfasheten på sprekkeflatene etter diagram publisert i Barton, N. & Choubey, V, 1977.

Beregningene viser at en stabil tilstand uten vanntrykk på glideplanet blir dramatisk endret til en labil eller ustabil tilstand med fullt vanntrykk på glidplanet. Det er en god del usikkerhet omkring verdiene av hver parameter i beregningene, men de gjenspeiler en situasjon som er blitt observert i praksis ved at store bergmasser er i bevegelse.

En kunne tro at det ved tilstrekkelig store vanntrykk kunne bli initiert raske bevegelser og total kollaps av store bergmasser. I virkeligheten vil dreneringen av sprekkevannet øke med økende bevegelser. En kan tenke seg at vanntrykk på glideplanet bygger seg opp ved snøsmelting eller vedvarende kraftig regnvær. Dersom dette vanntrykket er stort nok, vil bergmassen gli litt framover. En bevegelse fremover vil samtidig føre til at store ujevnheter i glideplanet gjør at blokker blir løftet opp og gir åpning for vannet, samtidig som nye sprekker oppstår i bergmassen, slik at sprekkevannet kan komme ut, og trykket avtar igjen. Dette kan forklare de mange små bevegelsene gjennom lang tid. Sikkerhetsfaktoren, SF, for nedre glideplan endrer seg fra 1,3 i tørr tilstand ved likevekt (FS = 1,0) ved et vanntrykk på ca. 0,8 MPa. Ved økende vanntrykk opp til 1,65 MPa blir tilstanden labil. Dette tilsier fullstendig tetting av vannets drenasje, slik at glideplanet får et hydrostatisk vanntrykk tilsvarene hele høydedifferansen i glideplanet på 330 m.

## 4. EM-undersøkelse

Våren 2009 ble det gjennomført målinger av resistivitet fra helikopter (SkyTEM time-domain EM induction sounding) i store deler av fjellmassivet for å få en indikasjon av hvor det kan være oppknust fyllitt (finmateriale) som indikerer sprekker og glideflater nede i berggrunnen (Figur 5). Normalt vil slike lag vise langt lavere resistivitet (høyere ledningsevne) enn fast berg, og kunne vise hvor glidelag og sprekker finnes.

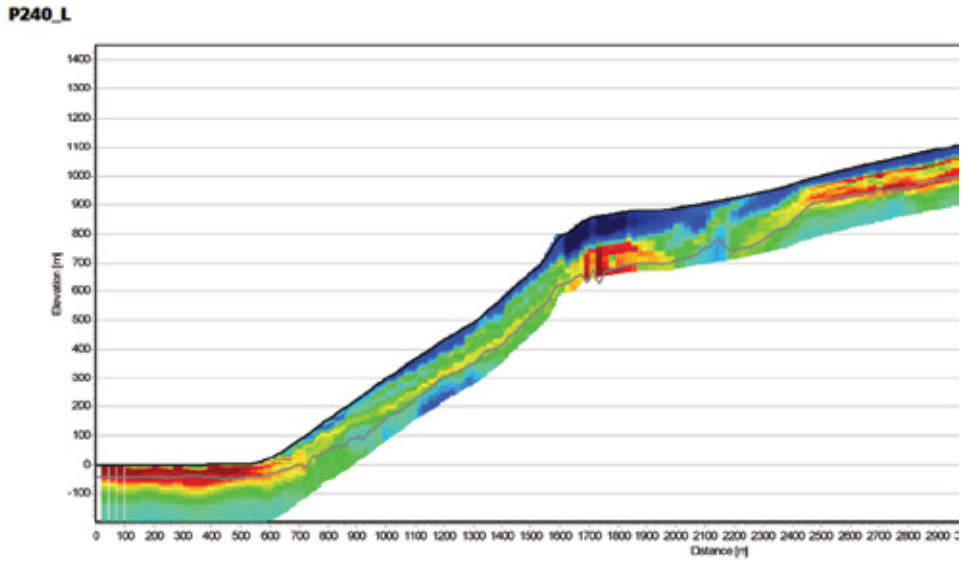


*Figur 5. Bildet viser hvorledes måleutstyret henger under helikopter under måling og flyrute (Pfaffhuber, A. 2009).*

Målingene må verifiseres med boringer for å bli entydige, og for å forstå hvor vi kan forvente at vanntrykk kan bygges opp. Målingene indikerer så langt at det er glideplan med oppknust fyllitt under ura i fjellsiden og som ligger over fastere berg. Det er også horisonter ved Joasete som tyder på sprekkeplan med finstoff på rundt 50m - 100m dyp (se Figur 6). Sammen med resultatene fra den geologiske kartleggingen i felt og resultat fra instrumenterte borhull, er målet å få en forbedret stabilitetsanalyse for bergpartiet Joasete.

I tillegg til mulige glideplan ved Joasete – Stampa er det også sett svakhetssoner langs tenkt tunneltrasé mellom Joasete og Viddalsdammen. For geofysiske målinger vil både fyllitt og gneis fremstå som massive bergarter med høy elektrisk resistivitet. Som kontrast til dette vil vannmettede svakhetssoner med oppknust fyllitt (leire) ha sterk elektrisk ledningsevne. Slike soner vil dermed fremstå tydelig på EM-målinger. Luftbåren elektromagnetisk kartlegging er en anerkjent metode for å kartlegge metallårer og forurensninger i grunnen som forurenset grunnvann eller saltvannsintrusjoner. NGI engasjerte en AEM kartlegging i samarbeid med Universitetet i Århus og SkyTEM, Danmark, for å teste ut metoden for å finne potensielle glideplan i fjellskred. For hele området mellom Stampa og Viddaldammen ble det flydd 250

linjekilometer med 125m mellomrom (50m mellomrom ved Joasete) over 3 dager. Måleutstyret ble flydd i en høyde på 30 m over bakken, og i den bratte fjellsiden med turbulent vind ble dette en utfordring. Resultatene er senere prosessert, og resultatet blir resistivitetsverdier for gitt posisjon og dybde som vist ved eksemplet på figur 6.




*Figur 6. Profilet går fra sjøen og opp til forbi Joasete og viser et vertikalt EM-profil (P240). Rød-gule farger viser konduktive lag hvor det kan være saltholdig porevann, leirholdige sedimenter eller oppknust fjell. Blå farge viser områder med høy resistivitet, det være seg fast berg som fyllitt og gneis men også der det er ferskvann.*

## 5. Risiko for fjellskred

Fastsetting av sannsynligheter for utfall av fjellskred som skal inngå i en fremtidig risikomodell vil baseres på stabilitetsmodellen. Nye målinger vil gi større trygghet i modellene som er utviklet. SINTEF og NGI vil i samarbeid lage et notat som sannsynliggjør at det er mulig å videreutvikle modellen slik den kan brukes som grunnlag for å fastsette sannsynligheter.

Fra et risikoanalytisk perspektiv så kan problemstillingen beskrives som en såkalt "dose-respons modell". Responsmodellen er den fysiske beskrivelsen av hva som skjer i fjellet. "Resultatet" av denne modellen er en "sikkerhetsfaktor" som igjen avhenger av modellparametere, og variable slik som glidevinkel, andel av kontaktflatene som består av løsmasser, vanntrykk, ruhet osv. Dosemodellen er essensielt en nedbørsmodell. Denne må utvikles ut fra tilgjenglig kunnskap om fremtidig nedbør. Her finnes såkalte projeksjonsmodeller som kan gi nedbørsmengder for områder i et rutenett med ruter på en ganger en kvadratkilometer. Nedbørsmengdene som sådan må kombineres med f eks snømengder i fjellet, temperaturer, vindforhold osv. I mellom "dose-modellen" og "respons-modellen" ligger også f eks hydrauliske modeller for avrenning. Dosemodellen er i utgangspunktet en probabilistisk modell som kan si noe om sannsynligheten for

ekstremnedbør. Det vurderes i denne sammenheng at ekstremnedbør er den mest sannsynlige årsaken til et evt. ras. Responsmodellen er i utgangspunktet en deterministisk modell basert på fysisk modellering av gravitasjonskrefter og skjærkrefter. Disse deterministiske modellene har en rekke inputparametere og variable som vil være usikre. Ved å legge på usikkerhetsfordelinger over disse størrelsene blir også responsmodellen en probabilistisk modell. Ved å kombinere de ulike probabilistiske modellene for dose og respons kan man beregne sannsynlighet for ulike typer av fjellskred. I denne første iterasjonsfasen mellom SINTEF og NGI ser vi for oss at NGI tar et hovedansvar for å beskrive hvilke kvalitative forhold som skal inngå i den fysiske modelleringen, og hvordan nye målinger vil gi større trygghet i disse modellene. SINTEFs primære oppgave blir å belyse hvordan de probabilistisk forholdene skal inkluderes i modellene.

Dagens fysiske (responsmodell) fokuserer kun på forhold som påvirker sikkerhetsfaktoren. Denne modellen kan ikke benyttes direkte til å si noe om hvordan bevegelsene blir dersom sikkerhetsfaktoren blir lavere enn 1. Den fysiske modellen må derfor videreutvikles slik at man også kan si noe om bevegelse i denne situasjonen.

## 6. Geologisk beskrivelse av overføringstunnelen

Dersom målingene som er planlagt gjennomført viser at drenering er et alternativ for å stabilisere fjellpartiet ved Joasete – Stampa, vil prosjektet arbeide videre med en tunneltrasé fram til Viddalsdammen i øst. Overføringstunnelen vil gå i fyllitt fra Joasete og Gudmedalen i vest, og i grunnfjellsgneis fra Viddalsdammen i øst. Da foliasjonen langs tunneltraseen er målt til å helle hovedsakelig mot sør med variasjoner fra sørøst til sørvest langs mesteparten av tunneltraseen, kan grensen mellom grunnfjellet nederst og fyllitten over, ligge relativt flatt i den østlige og sentrale delen av tunneltraseen. I områdets vestlige og sørlige del faller foliasjonen mer mot vest, slik at fyllitten antas å gå dypere der. Derfor er det usikkert hvor stor del av tunnelen som vil gå i henholdsvis fyllitt og gneis. Grensen mellom fyllitt og grunnfjellsgneis kan følges fra Viddalsdammen, over fjellet og til den stuper i fjorden ved Onstadberget sør for Aurlandsvangen. Fyllitten går ned i Aurlandsfjorden i vest og bøyer ned i østbredden av Viddalsdammen i øst, slik at grensen danner en åpen antiklinal. Tykkelsen på fyllitten, som varierer mye, kan anslås til rundt 500 m på begge sider av Viddalsdammen, der avstanden til grensen mot grunnfjellet under fyllitten ligger ca. 500 m under grensen mot Jotundekket over fyllitten. Nord for Vassbygdvatnet, i området der Lærdalstunnelen går i grunnfjellet, øker tykkelsen i fyllitten sterkt mot sør og vest. Innerst i Aurlandsfjorden er ikke grunnfjellet eksponert, slik at nedre grense til fyllitten er ukjent her.

Basert på erfaringer fra kartlegging for andre tunneler i området, har det blitt revet av gneisflak fra både grunnfjellet og jotundekket, som er blandet inn i fyllitten. På samme måte finnes de nær hovedgrensene flak av fyllitt både i grunnfjellet og i Jotundekket. Bergmassen er tydelig sterkt deformert ved plastisk folding.

Erfaringer fra kraftanleggene i Aurland og veitunnelene i området rundt Lærdal, samt Fretheimstunnelen i Flåm tilsier at grensen mellom fyllitt og gneis som regel er rekrystallisert og godt sveiset til en fast men skifrig bergart. Det finnes imidlertid eksempler på sterk forskifring og opptil 1m tykke leirsoner på grensen mellom de to bergartene. I et par tilfeller nær Lærdalsøyri har det også vært leirfylling på bergartsgrensen mellom grunnfjell og jotundekket, der hvor fyllitten er borte. Langs stupet på vestsiden av Viddalsdammen går grensen på skrå ned fra fjellplatået, ned mot magasinet lengre sør.

I tillegg til foliasjonen opptrer det steile sprekker i flere retninger. Sprekkeavstanden varierer fra 0,1 til 10 m, men vanligvis mellom 0,2 og 5m. Mange av de steile sprekkene er utholdende med observerte sprekkelengder på 5-20 m. Den hyppigst forekommende sprekkeretning er nordøst-sørvest. De mest utholdende sprekkene står i denne retningen. Men også øst-vest og nordvest-sørøst er hyppig. I tillegg opptrer den en del sprekker i retning nord-sør.

Tunnelen er foreslått lagt som en samletunnel fra Viddalsdammen, til den ca. 4 km lengre vest forgrener ser på sørvestsiden av Tvenningaberget. Den ene grenen går mot Stampa og Joasete, mens den andre går til Gudmedalen. Det er foreslått to tverrslag ut mot vest fra hver gren for å gå gjennom de to markerte svakhetssonene på Ramnanosi. Disse to sonene går som markerte knusningssoner med strøk omtrent nord-sør og med slakt fall mot vest. Disse to sonene sies å drenere vann direkte fra overflaten, slik at det er lite eller ikke noe vann som renner ut på overflaten i forsenkningene langs sonene. Det sies videre at vannkilder nede i dalbunnen vest for Ramnanosi har sterkt variasjon i vannmengder som kan jevnføres med avsmelting på Ramnanosi. Dersom det er stort vanntrykk langs disse sonene, vil punktering med drenstunneler kunne fange opp en god del av vannet. Trolig må det drives flere forgreninger inn i disse sonene for å fange opp en betydelig del av vannet i sonene.

Tunnelen ventes å krysse noen svakhetssoner mellom Viddalsdammen og Tvenningaberget. Karakteren av disse sonene er ikke kjent, men kan variere fra knusning med leire til forskifring. Erfaringer fra overføringstunnelen fra Vassbygda til Låvisberget og videre til Vangen viser flere leirfylte knusningssoner med opp til 5 m bredde. De største svakhetssonene ligger trolig lengst øst langs Vassbygdvatnet, hvor de lager markerte gjel, hvor det raser stein til stadighet. De østligste svakhetssonene kan være forgreninger fra den store forkastningen som krysset Lærdalstunnelen med 50 m bredde. Ut fra satellittbildet ser det ut til at hovedgrenen går sørover langs østsiden av Viddalsmagasinet og kan være den direkte årsaken til innsynkning og utrasning her. Forkastningen har en spranghøyde på ca. 500 m der den krysser Lædalstunnelen.
Det har vært erfart store spenninger i både Lærdalstunnelen, hvor det var store horisontale spenninger, og i sjakta fra Grimsete, samt tunnelene mellom Vassbygda og Vangen. En bør derfor regne med høye spenninger i deler av tunnelen også her. Dette gjelder først og fremst i gneisen. I et sva på vestsiden av Viddalsmagasinet ble det observert sigdformede brudd, som kan tyde på høye spenninger. I de vestligste delene av tunnelen, i fyllitten kan det opptre tensjonssprekker. For øvrig virker fyllitten relativ massiv utenom foliasjonen. I gjelet langs Stampa er også fyllitten lite preget av sprekker utenom foliasjonen. Utenom svakhetssonene kan en derfor regne med lite til moderat sikring dersom det ikke opptrer høye spenninger i gneisen.

## 7. Konsekvenser ved fjellskred

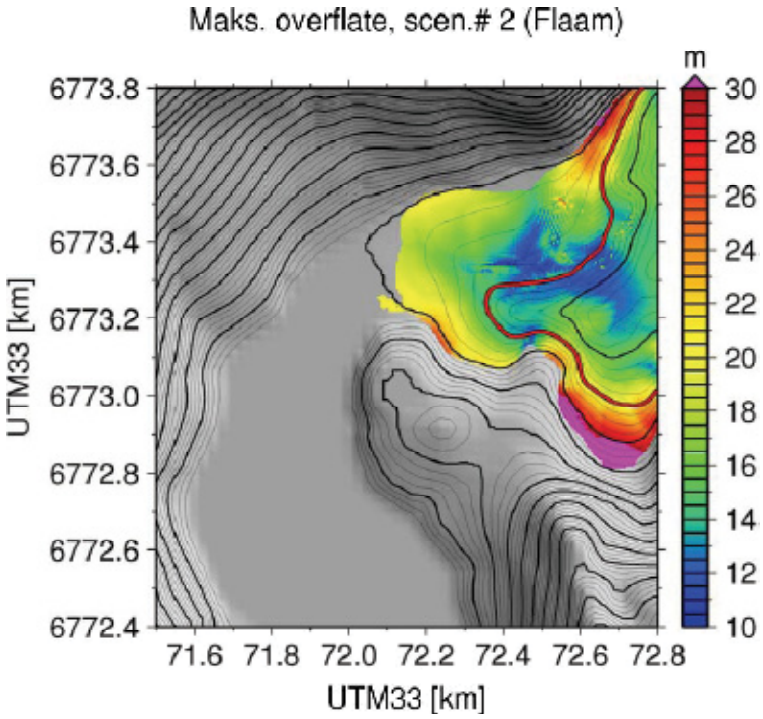
Det er gjort beregninger for skred på 200.000 $m^3$ (scenario 1), 5 mill. $m^3$ (scenario 2) og 40 mill. $m^3$ (scenario 3). Oppskyllingshøydene er listet opp i Tabell 1. For scenario 1 er det beregnet en begrenset, men ikke ubetydelig oppskylling på 3-4 m i Flåm. For Aurlandsvangen vil dette scenarioet kunne gi en oppskylling på 1-1.5 m. For scenario 2 (Figur 7) vil hele Flåm sentrum bli berørt, mens Aurlandsvangen vil bli berørt først og fremst i områdene direkte knyttet til fjorden i en sone på ca. 100 m innover land fra strandlinjen. Scenario 3 vil i tillegg til å slå inn over hele Flåm, skylle over Fretheimshaugen og samt bevege seg inn i Flåmsdalen innenfor E16. Hvor langt vannet her vil kunne nå, er usikkert siden høydedataene i dalen mangler detaljer her. Det samme scenarioet vil kunne oversvømme hele Aurlandsvangen sentrum. Bak sentrum er det her også mangelfulle høydedata, noe som gjør beregningene fra

sentrum og innover mot Aurlandsdalen noe usikre. Hastigheten vannet beveger seg med under oppskylling i Flåm varierer fra 8-10 m/s for det minste scenarioet opp til 30-40 m/s for det største. Tilsvarende hastigheter for Aurlandsvangen er noe lavere. Den største usikkerheten i beregningene er knyttet til skredforløpet. Spesielt gjelder dette hastigheten og formen på skredet når det treffer fjorden. Begge disse faktorene er viktige med tanke på bølgene som blir dannet. Nøyaktigheten er vesentlig større i beregningene for bølgeutbredelsen og oppskyllingen. Resultatene fra Aurlandsfjorden er sammenlignet med historiske hendelser og andre beregninger NGI har gjort for tilsvarende scenarier i andre norske fjorder. Sammenligningen viser at de beregnede oppskyllingshøydene er rimelige i lys av volumet for de ulike skredscenarioene samt avstanden mellom oppskyllingsområdene og skredområdet. Bølger dannet av skred fra Stampa vil bruke ca. 40 s til Flåm og ca. 2.5 min til Aurlandsvangen.

*Tabell 1. Oppskyllingshøyder målt i meter over middelvannstand.*

| *Lokasjon* | *Scenario 1* | *Scenario 2* | *Scenario 3* |
|---|---|---|---|
| Flåm | 3-4 | 20-40 | 40-80* |
| Aurlandsvangen | 1-1.5 | 8-10 | 20-30** |

*hele sentrum i Flåm vil kunne bli berørt, vann vil også skylle over Fretheimshaugen.
**hele sentrum i Aurlandsvangen vil bli berørt, over 40 m ved vestsiden av Otnes.




*Figur 7. Oppskylling i Flåm for scenario 2 (5 mill. $m^3$). Ekvidistansen er 5 meter, tykke konturlinjer for hver 20. meter. Figuren viser maksimal overflatehevning i meter. Oppskyllingen kan lokalt bli opptil 40 m der oppstuvningen av vannmassene blir størst Glimsdal, S. 2009).*

## 8. Foreslått progresjon av prosjektet

Basert på det utførte arbeidet har prosjektledelsen foreslått at det blir iverksatt avbøtende dreneringstiltak for å hindre infiltrasjon av vann ned i dype kløfter og tensjonssprekker. Ved å drenere vann ut av området fra Vardeskredbekken og Stampa (Joasete) og Gudmedalen og føre dette i tunnel til nærmeste beliggende kraftmagasin, vil stabiliteten og dermed også sikkerhetsfaktoren forbedres for fjellområdene Stampa/Joasete og Furukamben/Ramnanosi. Drenering vil også forbedre stabiliteten til løsmassene i dalsidene ved Stampa og Gudmedøla.

## 9. Prosjektdeltakelse

Aurland kommune står for ledelse av prosjektet. E-Co Vannkraft har deltatt med vurdering av vannmengder i de ulike bekkeløp, og sammen med NGI vurdert geologien i forbindelse med overføringstunnelen til Viddalsdammen. NGU har stått for utsetting av GPS målepunkt sammen med UiO som har innhentet og analysert dataene. NGI har hatt det faglige ansvaret i prosjektet og vurdert stabilitet av fjellpartiet. Skytem, Århus, og Universitetet i Århus har sammen med NGI utført og analysert EM-målingene.

## 10. Referanser

Bandis, S., Lumsden, A.C., Barton, N.R. 1981. Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, *Volume 18, Issue 1*, *February 1981*, *Pages 1-21.*

Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 1/2:1-54. Vienna: Springer. Also NGI Publ. 119, 1978.

Eiken, T., UiO, 2009. Rapport om Deformasjonsmålingar i potensielle fjellskred Sogn og Fjordane for perioden 2005-08. Institutt for geofag. Universitetet i Oslo.

Foged, N., MSc. 2009. Geophysical Interpretation of SkyTEM survey – Aurland. Report 2009.05.01. DEPARTMENT OF EARTH SCIENCES - AARHUS UNIVERSITY

Grimstad, E., NGI, 2008. Geologisk undersøkelse for overføringstunnel til Viddalsmagasinet og stabilitetsberegning. 20081254-1.

Glimsdal, S., NGI, 2009. Beregning av flodbølger for tre potensielle fjellskred fra Stampa. 20081693-1.

Henderson, I. H.C., Blikra, L.H. 2008. Rapport nr: 2008.033. Ustabile fjellparti i fyllittområdene i Flåm – Aurland.

Lægreid, O., Spilde AS, Domaas, U., NGI, Rosenvold, B.S., Aurland kommune, Blikra, L.H., NGU, Johansen, H., IFE, Grimstad, E., NGI, Sørlie, J.E., NGI, Gunleiksrud, O., E-Co Vannkraft, Engen, A., NGI. 2002. Studie av fjellskred og dalsidestabilitet i fyllittområder. NFR-rapport 2002. NGI-20001132-2.

Rosenvold, B.S., Aurland kommune, Domaas, U., NGI, Gunleiksrud O. & Halvorsen, H.Kr., E-Co Vannkraft, 2009. Redegjørelse til Olje- og energidepartementet. Avbøtende drenering av ustabilt fjellmassiv i Aurland kommune med mulighet for kraftutbygging og flomdemping.

SkyTEM, 2009. Survey Aurland, Norway. Data report - Aurland. SkyTEM ApS, Tofteledet 18, DK - 8330 Beder, Denmark. Web-side: http://www.skytem.dk/HOME-1.aspx

# SKREDET I KATTMARKVEGEN I NAMSOS

## The slide in Kattmarkvegen in Namsos

Steinar Nordal, NTNU,
Claes Alén, Chalmers,
Arnfinn Emdal, NTNU,
Leif Jendeby, Vägvärket Sverige,
Einar Lyche, Rambøll,
Christian Madshus, NGI

## SAMMENDRAG

Skredet i Kattmarkvegen i Namsos skjedde om formiddagen den 13. mars 2009. Skredet omfattet mellom 300 000 $m^3$ og 500 000 $m^3$ masse dominert av sensitiv og til dels kvikk leire. Skredet tok med seg 4 boligenheter og 6 fritidseiendommer. Ingen mennesker omkom og ingen ble alvorlig fysisk skadet i skredet, men 7 mennesker stod fast i skredet og måtte reddes ut med helikopter.

Skredet startet ca. et halvt minutt etter avfyring av en salve knyttet til sprengning for utvidelse av veg. Samferdselsdepartementet oppnevnte kort etter skredet en Undersøkelsesgruppe med oppdrag å klarlegge sammenhengen mellom vegarbeidet og skredet. Denne artikkelen er forfattet av Undersøkelsesgruppens medlemmer og er basert på rapporten fra Undersøkelsesgruppen av 26 juni 2009. Undersøkelsesgruppen har funnet at skredet ble initiert av sprengingen. Sprengningen skjøv fjelloverflaten dypt under salven med stor fart og kraft inn i leira slik at denne kollapset. At dette kunne skje har sin direkte årsak i en svært ugunstig og på forhånd ikke kartlagt helning av fjelloverflaten ut mot leira i kombinasjon med et ufordelaktig sprekkemønster i fjellet. Dette ga et uheldig sammenfall av forhold som bidro til å initiere skredet. Området hadde på forhånd svært dårlig stabilitet dominert av sensitiv og til dels kvikk leire, noe som er årsaken til at et initialt skred, fra en beskjeden sprengning, kunne utvikle seg og legge et så stort område i ruin.

## SUMMARY

The Kattmarkvegen quick clay slide took place on 13. March 2009. The slide involved between 300.000 $m^3$ and 500.000 $m^3$ with clayey, sensitive soils and destroyed several homes, fortunately without serious injuries to persons. Investigation has concluded that the slide was initiated by rock blasting under construction work for upgrading the local road. Due to most unfortunate geological conditions with weak joints and fault zones, the explosives pushed a vertical face of rock against sensitive clay with such force that the quick clay liquefied and an initial failure took place. The initial slide left a steep back scarp of about 5 meter in the quick clay terrain from where the slide developed retrogressively across the entire bay area.

# 1 BESKRIVELSE AV VEGARBEIDET OG SKREDET

## 1.1 Namdalsprosjektet og delprosjektet Kattmarkvegen

Vegarbeidet i Kattmarkvegen inngikk i Namdalsprosjektet som omfatter flere større vegutbyggingsprosjekter, se Figur 1. Figuren viser Gullholmstranda og Kattmarkområdet markert med sirkel. Kattmarkvegen er en kommunal veg som skulle utvides med gang og sykkelsti og få fast dekke. Den ble tatt med inn i Namdalsprosjektet og Statens vegvesen var derfor byggherre også for denne kommunale vegen.

***Figur 1 Rv. 769 Namdalsprosjektet (Fra Statens vegvesen)***

Figur 2 viser et utsnitt av Kattmarkområdet basert på flyfoto. Statens vegvesens arbeider på Kattmarkvegen var begrenset til en ca. 700 meter lang strekning som er markert med profiler nummerert fra P0 til P700. På skreddagen foregikk det sprengningsarbeider i området ved P400.

Terrenget i Kattmarkmoen lå før skredet i hovedtrekk omlag 8 – 10 meter over middelvannstand med en forholdsvis bratt helning ned mot sjøen. Fjæreområdet er relativt flatt og en kan ved lavvann gå på tørrlagt sjøbunn fra Gullholmstranda og ut til Gullholmen. Etter skredet fant en at tykkelsen av leirlaget på Kattmarkmoen hadde vært i størrelsesorden 10 – 20 m over fjell og at grunnen besto av leirlag, leirige siltlag og tynne finsandskikt i uregelmessige intervaller. Betydelige mengder av materialet var kvikkleire.

***Figur 2 Gullholmstranda og Kattmarkmoen før skredet. (Foto fra Norge Digitalt)***

Entreprenøren startet arbeidene på parsellen i Kattmarkvegen den 16. februar 2009. For å utvide den eksisterende vegen og flytte veglinja inn krevdes en utvidelse av den eksisterende vegskjæringa fra P320 til P440. Dette skulle gjøres i to trinn. Først skulle det sprenges en pilotveg som en fjellhylle på innsiden av og opptil 5 meter høyere enn vegen, se Figur 13. Deretter skulle en sprenge seg tilbake og ned til endelig nivå for å komplettere fjellskjæringa. Arbeidet startet i sør og pilotvegen ble sprengt fra Fiolveisiden mot nord. De utsprengte steinmassene ble lastet ut fra skjæringa og lagt i prosjektert motfylling i fjæra ved P250 til P300, denne kan ses helt til høyre i fotoet i Figur 3. Den 13. mars var arbeidet med pilotvegen ferdig og arbeidet med tilbakesprengning fra nord mot sør påbegynt. Skredet oppsto etter den 4. salven for tilbakesprengningen, salve nr. 19.

## 1.2 Skredutviklingen

Skredet flyttet på mellom 300 000 $m^3$ og 500 000 $m^3$ masse. Skredgropa ble ca. 300 meter lang og i middel ca. 100 meter bred. Skredet tok med seg 4 boligenheter og 6 fritidseiendommer, hvorav flere bestod av flere bygninger. Skredet isolerte ca. 15 hus lenger inn i Kattmarka idet vegen ble brutt. Ingen mennesker omkom eller ble alvorlig fysisk skadet i skredet. 7 mennesker stod fast i skredet og måtte reddes ut med helikopter.

Figur 6 illustrerer Undersøkelsesgruppens oppfatning av skredforløpet. Dette er bygget på skildringer fra øyevitner og bilder fra før og etter skredet. Det er målt bevegelser på bygninger på opp mot 220 meter.

Skredet startet ca. et halvt minutt etter avfyring av en salve knyttet til fjellsprengning på veganlegget i sørenden av området, se Figur 6. Sprengningen av den aktuelle salven, salve nr. 19, er nøyaktig tidfestet kl. 11.39 gjennom en rystelsesmåler på Kattmarkvegen nr. 55, ca. 40 meter nord for sprengningspunktet. Skytebasen forteller at han ca. et halvt minutt etter avfyring av salve 19, observerte sprekker foran og bak seg i vegbanen omtrent der salva gikk av ved P410. Deretter skled ca. 10 – 20 meter av vegbanen ut så hurtig at han ikke rakk å komme unna, men ble med massene ut i skredgropa. Han kom seg i sikkerhet ved å hoppe på flak i skredmassene og klatre opp mot fjellet i øst. Initialskredet er markert med tallet 1 på Figur 6. Initialskredet innebar at det ble stående en bratt skredkant trolig med over 5 meter høyde mot nord.

Etter initialskredet forplantet skredet seg som følge av dette nordover. Vitneutsagn støttet av rystelsesmålingene forteller at et område markert som område 2 på Figur 6 rundt Kattmarkvegen nr. 55 skled ut 2 minutter etter sprengningen. Utskrift fra rystelsesmåleren er vist i Figur 15. Det fortelles av vitnene at område 2 inkludert huset i Kattmarkvegen 55 skled sørover og ned i skredgropa etter initialskredet.

Skredet forplantet seg suksessivt videre mot nord og bredte seg ut til å dekke hele bukta. Detaljer i skredforløpet er noe uklart, men området merket som delskred 3 har gått ut relativt tidlig. Delskred 3 omfatter områder med stor høyde over havet, opp mot 20 meter, noe som innebærer at de delvis flytende skredmassene hadde mye energi. Skredmassene fra område 3 har skjøvet husene i den sørlige delen av skredområdet langt ut i sjøen.

Området markert som 4 ble ustabilt da utrasingen av område 3 åpnet en skredkant mot sør. Dette førte til at område 4 løsnet og massene begynte å bevege seg sørover. På grunn av helningen mot sjøen ga skredmassene i område 4 en ekstra påkjenning på område 5 i vestlig retning slik at område 5 ga etter mot sørvest.

Skredet har i store deler av området løsnet bit for bit som del av en bruddmekanisme som stadig forplantet seg bakover i nordlig retning. I område 3 og 4 forteller vitner at de kappsprang med skredmekanismen. Området har hatt relativt fast tørrskorpe av varierende tykkelse, noe som viser seg gjennom en oppbrukket overflate der intakte flak, delvis pga. tele, har beveget seg ved å flyte på sensitive masser under. Elver av kvikkleire var synlig mellom en del av de intakte flakene.

Skredet forplantet seg suksessivt bakover slik vi ofte ser ved skred i sensitive og dels kvikke masser. Dette skyldes at de delvis omrørte skredmassene flyter unna og fjerner støtten mot terrenget bak, som så igjen blir ustabilt og gir etter. De oppstikkende skjærene har trolig bidratt til å hindre en videre bevegelse av skredmassene.

Skredet vedvarte ut fra registreringene i mer enn 6 minutter men var trolig over på mindre enn 10 minutter med unntak av mindre nedfall langs kantene.

*Figur 3* *Foto av skredområdet. Foto: Leif Arne Holme*

*Figur 4* *Detalj av sprengningsområdet. Foto: Leif Arne Holme*

Nordlig ende av skredet sett fra sjøen.
I bakre del av bildet ses skredkanten som gikk langs vegen.

Lenger bak ses deler av bebyggelsen i Kattmarka som ikke ble tatt av skredet men som ble isolert da adkomstvegen forsvant.

Til høyre: Gjenstående hus i Kattmarkvegen 38 vises i bakgrunnen, ca kote +16. Bakre avgrensning av skredets del 3 ses til høyre for garasjen.

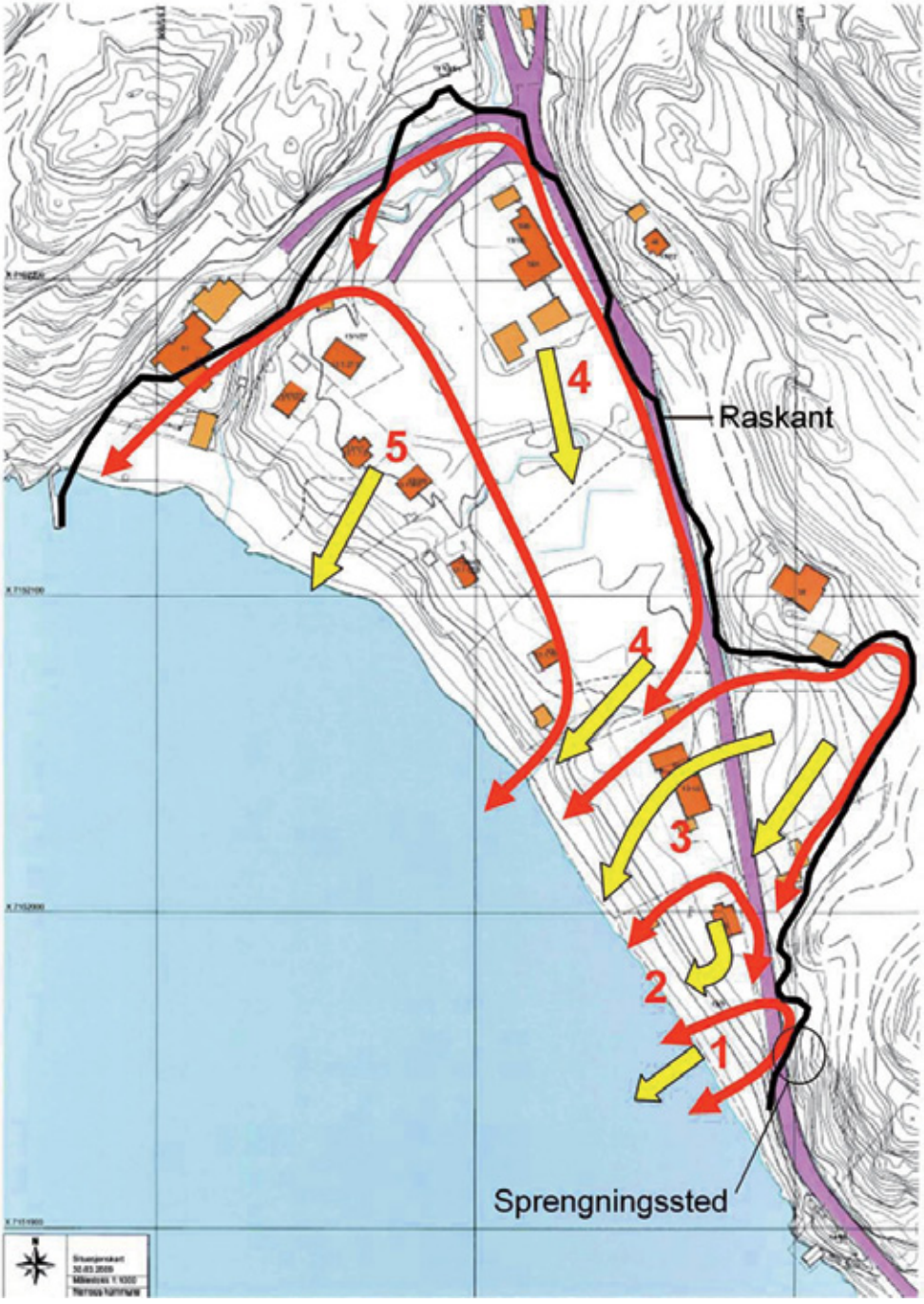
I forkant av bildet ses skredområdet som ble liggende på ca kote +2 til +4.

Til venstre vises skredets østlige avgrensning, omtrent langs gammel veglinje. Skredet har gått helt inn til fjell de fleste steder. I venstre bildekant vises postkassestativet hvorfra Per Olav Flakk så rasutviklingen. Innfelt er husene i nr 59 som fulgte skredet som hele bygg uten å bryte helt sammen.

Nedenfor ses detalj fra skredets ytre nordlige del. Det er her et relativt tynt topplag over leira.

Til venstre er Hans Jarle Stein tilbake i skredområdet. Han står ved en oppskyvd tørrskorpe med tykkelse større enn 2,5 m, bestående av leire over grus, sand og siltlag. Hans Jarle Stein ble tatt av raset i området bak dette tørrskorpeflaket, kom ut i en leirstrøm og gikk under men klarte å få tak i et kabelrør og trekke seg opp av leirmassene.

***Figur 5*** ***Fotomontasje fra skredområdet***

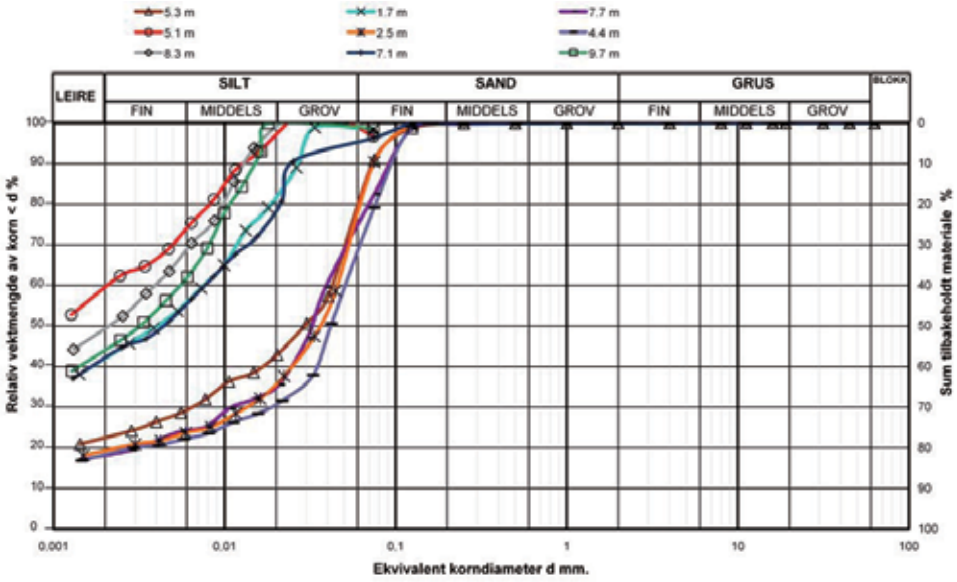



*Figur 6* *Kattmarka - Skredets omfang og utvikling av bevegelser*

# 2 STABILITET

## 2.1 Grunnforhold

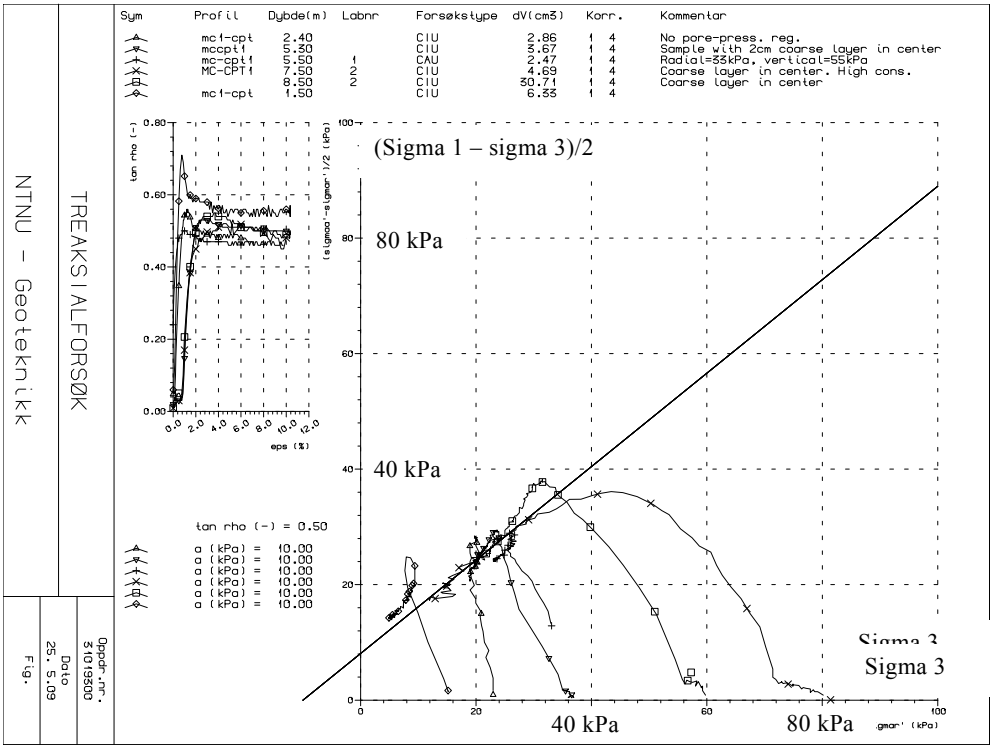
Det var på forhånd ikke foretatt geotekniske undersøkelser av området som raste ut. Siden skredet førte til omrøring av massene er etter-regning av stabilitetsforholdene basert på parametre fra undersøkelser i nærliggende områder, se referanselista. En kontinuerlig prøveserie ble tatt i fjæra rett sør for skredgropa og er betegnet hull S5-B.




*Figur 7* ***Kornfordeling for prøver fra ulike dybder i hull S5-B***

CPTU og prøver fra hull S5-B viser et svært lagdelt sediment med moderat overkonsolidering. Det er tre lag som går igjen; leire, siltig leire med noe finsand og tynne finsandlag. Lagene gjentas med ujevne mellomrom, typisk med en avstand og tykkelse på 2-6 cm, men tykkere lag er observert. Lagene har en svak helning mot sjøen. Leirlagene fra hull S5-B har leirinnhold på 40 – 60 %, mens de siltige/sandige lagene har leirinnhold 18 - 22 % og 20 – 35 % sand. De grovere lagene er til dels løse med porøsitet over 40 % og blir lett forstyrret. Vanninnholdet er over flytegrensen. Materialet i S5-B er middels til meget sensitivt med omrørt skjærstyrke på 0,6 til 1,0 kPa, dvs. ikke kvikt men på grensen til kvikt. Det skal betydelig mindre arbeid til for å omrøre prøver fra det grovere laget sammenlignet med leira. Et par prøver tatt i overkanten av skredområdet ved P425 viste mindre lagdelt og mer homogen leire.

Tørrskorpa sentralt i skredområdet var stedvis mer enn 2,5 m tykk med innslag av lagdelt grus, sand og grov silt. Andre steder var det kun tynnere matjordlag rett over leira, i sør dels med leire rett i dagen.




***Figur 8*** ***Styrkedata fra treaksialforsøk på prøver fra Hull S5-B***

### 2.2 Skjærstyrke

To ulike styrkemål er nyttet for å bestemme sikkerheten mot skred i området.

(1) For tilstanden *uten* ny belastning er det benyttet et friksjonsbasert styrkemål og drenert analyse. Parametrene er valgt ut fra utførte treaksialforsøk, Figur 8. Verdiene er typiske for siltige leirer i Trøndelag, attraksjon: $a$ = 10 kPa, friksjon: tanφ = 0,5 .

(2) For å vurdere sikkerheten mot skred i leire *med* ny belastning er det benyttet udrenert skjærstyrke. Denne styrken varierer avhengig av skjærflatens helning og kan utrykkes gjennom den aktive ($s_{uA}$), direkte ($s_{uD}$) og passive skjærstyrken ($s_{uP}$). For skredområdet har vi valgt å basere våre analyser på følgende udrenerte ADP-styrke:

$s_{uA}$ = 15 kPa + 2 kPa/m · dybdemeter

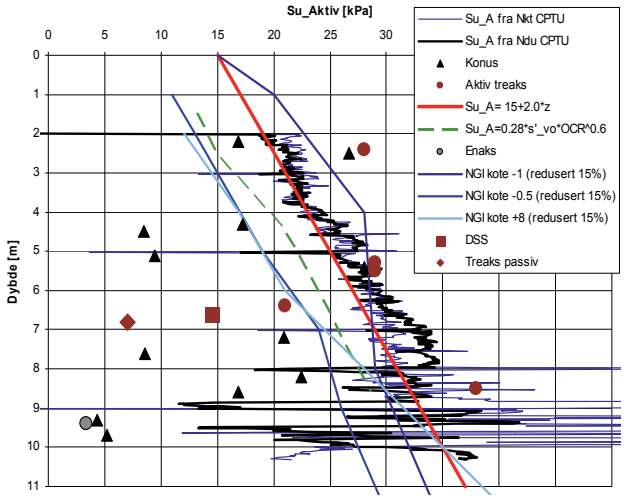
$s_{uD} = 0{,}70 \cdot s_{uA}$

$s_{uP} = 0{,}40 \cdot s_{uA}$

Vår valgte udrenerte skjærstyrke er vist med rødt i Figur 9 og ligger noe over det NGI i middel har benyttet ved sine analyser av stabilitetsforholdene i Fiolveien i nabobukta. Merk at kurvene som betegnes NGI, angir en styrke som er redusert med 15 % i forhold til karakteristisk styrke ut fra faren for sprøbrudd i kvikkleire. Det er ikke lagt inn en slik reduksjon i vårt estimat på mest den sannsynlige udrenerte styrken. Estimatet vil forbli

noe usikkert idet det ikke kan kjøres CPTU eller ta opp uforstyrrede prøver fra skredområdet. Det erkjennes også at styrken kan ha variert betydelig innen skredområdet.

Poretrykksforholdene i området som raste ut, var ikke kjent. To målinger i P280 til P300 viste et poreovertrykk på 1,6 og 2,7 meter ved fjell i dybde 12 til 15 meter. Det er ut fra topografien grunn til å anta lignende forhold i sørenden av skredområdet fra P400 til P500.

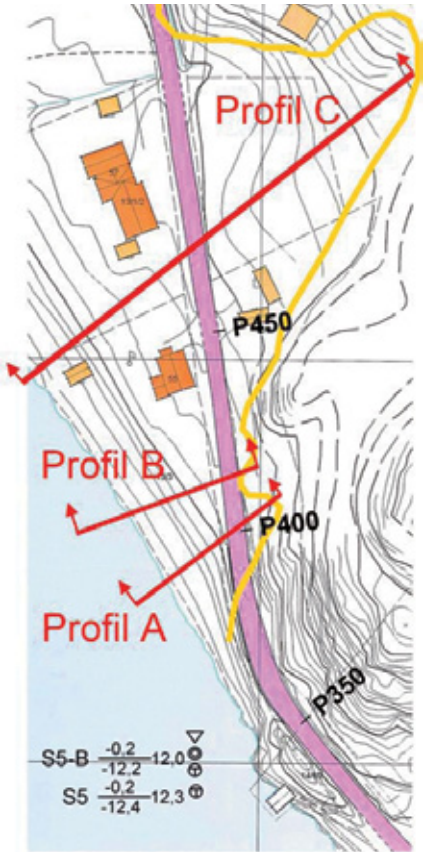



***Figur 9*** ***Udrenert aktiv styrke, Hull S5-B supplert med NGI sine verdier fra Fiolveien. Valgt midlere styrke for skredområdet angitt med rød linje***

## 2.3 Stabilitetsberegninger

Det er valgt å se på stabiliteten langs tre profiler, kalt Profil A, B og C, se Figur 10. Profil A og B er lagt gjennom initialskredet i den retningen dette gikk mot sjøen. Profil C er lagt som et langstrakt profil gjennom det som i Figur 6 betegnes som delskred 3 for å se på hvorfor skredet kunne forplante seg til hele området.

Analysene er gjennomført med elementmetodeprogrammet Plaxis. Det er utført en plan stabilitetsanalyse. Dels er 3D effekter tatt inn ved stabiliserende sideskjær. Terrengnivå for analysene er bestemt fra topografisk kart fra før skredet. Dybde til fjell er hentet fra dreiesonderingsundersøkelser med håndholdt utstyr gjennomført i regi av NTNU, NVE, NGI og Multiconsult.




*Figur 10* *Tre profiler for stabilitetsvurderinger av situasjonen før skredet og posisjoner for nærmeste grunnundersøkelse i punktene S5 og S5-B*

**Drenert analyse av langtidstilstanden**

Det er utført drenerte stabilitetsanalyser langs Profil A og Profil C for vurdering av stabiliteten slik skråningen lå før oppstart av veiarbeidet. Grunnvannet er antatt i terreng med mellom 1 og 3 meter overtrykk langs fjellet under leira. En lineært elastisk, perfekt plastisk Mohr Coulomb jordmodell er anvendt med c-fi reduksjon.

Beregningene viser at sikkerhetsfaktoren er fra 1,1 til 1,2 for både Profil A og C og varierer noe med poreovertrykk ved fjellet. I profil A er det regnet med sidefriksjon mot fjellet, det vil si halv 3D effekt. De drenerte skjærflatene går relativt grunt og omfatter kun nedre del av profil C. Beregningene viser uakseptabelt lav stabilitet, men dog med en viss margin mot skred derom området forble ubelastet.

**Udrenert analyse av kortidstilstanden ved ny ekstern belastning**

De udrenerte analysene viser margin mot brudd ved udrenert tilleggs-belastning. I praksis er beregningene gjennomført som en likevektsanalyse med påføring av jordas tyngde gjennom en multiplikator. En brukerdefinert materialmodell, NGI-ADP, er benyttet i

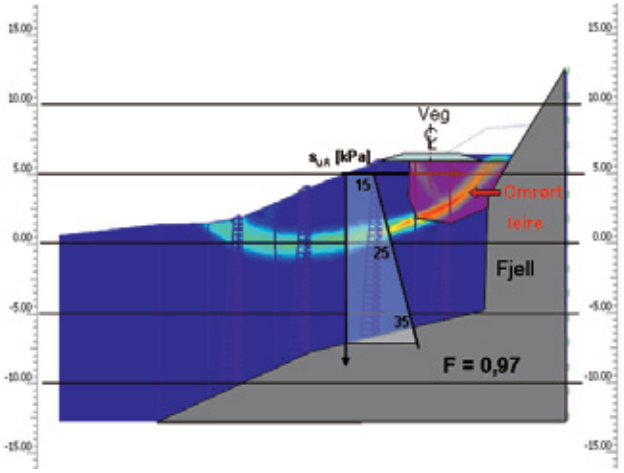
Plaxis, Grimstad (2010).

Det er utført en rekke simuleringer. Simuleringen som er vist i Figur 11, tar inn effekten av sprengningen, ikke som en last, men som sone med redusert styrke forårsaket av sprengningen. Sonen med redusert styrke er merket rødlig. Analysen ga en sikkerhetsfaktor mot brudd som er $F = 0{,}97$. Med en sikkerhetsfaktor på ca. 1,0 betyr dette at skråningen er i ferd med å rase ut.

Det er i denne analysen regnet med en stabiliserende sidestøtte fra jord rundt initialskredet uten at dette var nok for å hindre utrasing. I figuren viser båndet med lysere blå farge over mot gult og rødt beliggenheten av en glideflate. Ifølge analysen vil løsmassene over denne glideflaten gli ut.

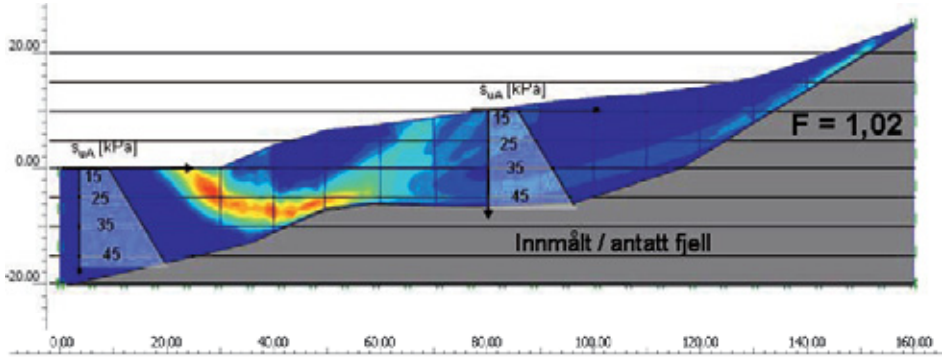
Går en nærmere inn på de andre analysene som er utført av både profil A og B, men ikke vist her, bekrefter disse at området hadde lav stabilitet, med sikkerhetsfaktor $F = 1{,}2$, før anleggsarbeidet ble startet opp. Dette antyder at skredet ikke ville ha skjedd uten omrøring av en leirsone tett på sprengningspunktet, samtidig som en omrørt sone forklarer initialskredet. Det er omrøringen som bringer sikkerheten ned til og teoretisk under 1,0.

Det er gjennom studier av sprengningen og fjellet funnet at den omrørte sonen trolig kan ha vært enda større enn angitt i Figur 11. Dette understreker at det er svært rimelig at initialskredet ble trigget av sprengningen.




***Figur 11*** ***Profil A: Plan ADP analyse med sidestøtte for å ta inn effekt av oppstøttende nabosoner, men svekket av omrøring rundt sprengningspunktet, viser sikkerhet F = 0,97***

En analyse av profil C fra Figur 10 med samme styrkeparametre som for Profil A, er vist i Figur 12. Det er her ikke regnet sidestøtte da omkringliggende masser ikke nødvendigvis har vesentlig bedre sikkerhet. Analysen gir en sikkerhetsfaktor på $F = 1{,}02$ , noe som innebærer at områdestabiliteten i utgangspunktet var svært lav. Den lave sikkerheten forklarer hvorfor et lite initialskred kunne utløse den videre skredaktiviteten. Det er interessant å se av fargeskalaen i figuren hvordan den nedre delen viser en klar ustabilitet, samtidig som den øvre delen av profilet følger etter. Dette er illustrert ved den lange skjærflaten helt opp til høyre gitt av det lysere blå båndet mot fjell. En oppsprekking av skredmassene over det grunne fjellet samstemmer med observasjoner i skredområdet.




***Figur 12 Profil C: Plan ADP analyse uten sidestøtte viser sikkerhet F = 1,02***

Både Profil A og Profil B går gjennom det området som ifølge vitnene raste ut først. Det faktum at det tok ca. et halvt minutt før det raste ut, skyldes at styrken i uforstyrret leire er større ved hurtig belastning. Skråningen som helhet motsto derfor den hurtige belastningen fra sprengningen men ble omrørt i øvre del og den nedre tålte deretter ikke den mer vedvarende lasten fra sin egen tyngde. Dette forklarer den noe forsinkede utrasningen som likevel var direkte forårsaket av sprengningen.

Når profil A ble ustabilt og raste ut, åpnet dette for skredutvikling bakover og ut mot den relativt bratte skredkanten. Det er gjennom stabilitetsberegningene vist at Profil C hadde en svært dårlig sikkerhet og ikke ville kunne motstå belastningen fra initialskredet og delskredene som fulgte etter. Dette viser at det kunne forventes at initialskredet kunne få store konsekvenser.

Den faktiske bevegelsesretningen for massene i område 3 i Figur 6 gikk utvilsomt mer i sørlig retning enn langs Profil C. Dette er ikke vesentlig for resultatene fra analysen av profil C, idet hensikten med analysen er å vise at hele området mot nord i skredgropa hadde en lav sikkerhet og at området ikke kunne tåle vesentlige tilleggspåkjenninger.

## 3 SPRENGNINGSARBEIDENE

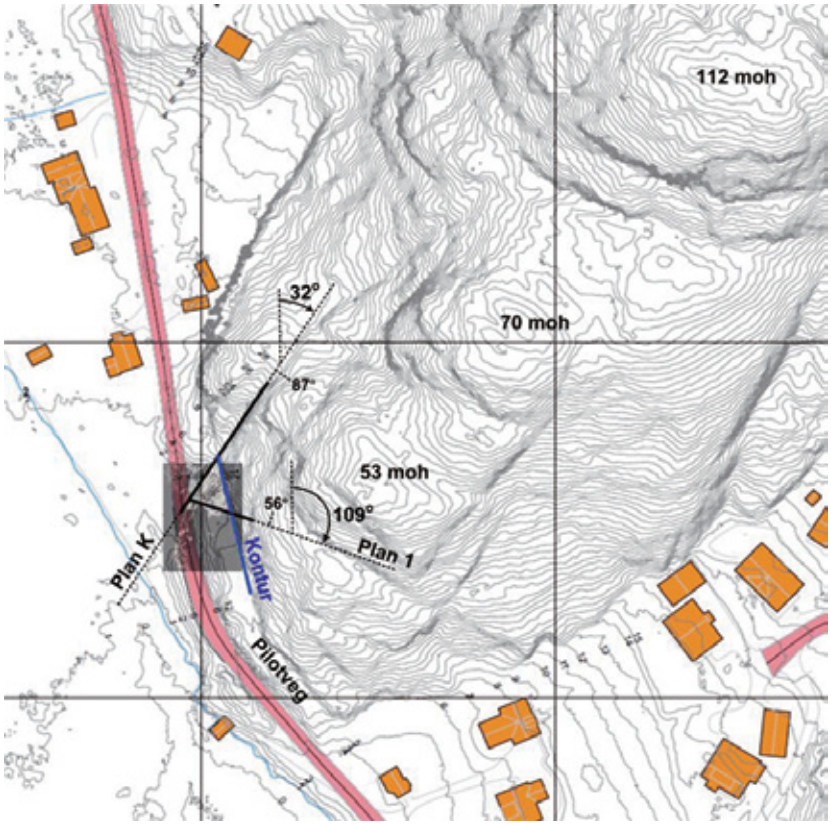
### 3.1 Bakgrunn

Før skredet inntraff pågikk det sprengningsarbeid i et mindre fjellparti som skiller leirområdene i Gullholmstranda og Kattmarkstranda. Fjellpartiet ligger mellom profil 320 og profil 440 i den nye veglinjen. Omkring et halvt minutt etter at salve 19 var avfyrt i dette området 13. mars, kl. 11:39, var leirmasser på vei ut mot sjøen på Kattmarksiden og et initialt skred var i gang. Dette initiale skredet åpnet så for en videre skredutvikling der store deler av Kattmarkmoen forsvant ut. Samsvaret i tid og sted gjør det åpenbart at denne sprengningen må ha hatt med utløsningen av det initiale skredet å gjøre.

### 3.2 Geologi

Geologien er vurdert av prof. Bjørn Nilsen, NTNU, på oppdrag fra undersøkelsesgruppa. Området karakteriseres av bratte, markerte fjellpartier som omkranser Kattmarkmoen.

Berggrunnen i det aktuelle området tilhører grunnfjellet og består av en granittisk til granodiorittisk gneis. Figur 13 viser en hovedretning av sprekker i retning N32ºØ. Dette er i sprengningsområdet gjenfunnet som et naturlig forvitrings/knusningsplan og er derfor i det videre betegnet plan K. Terrengtopografi og bilder viser at dette planet er nær vertikalt med fall ca. 87º østover.

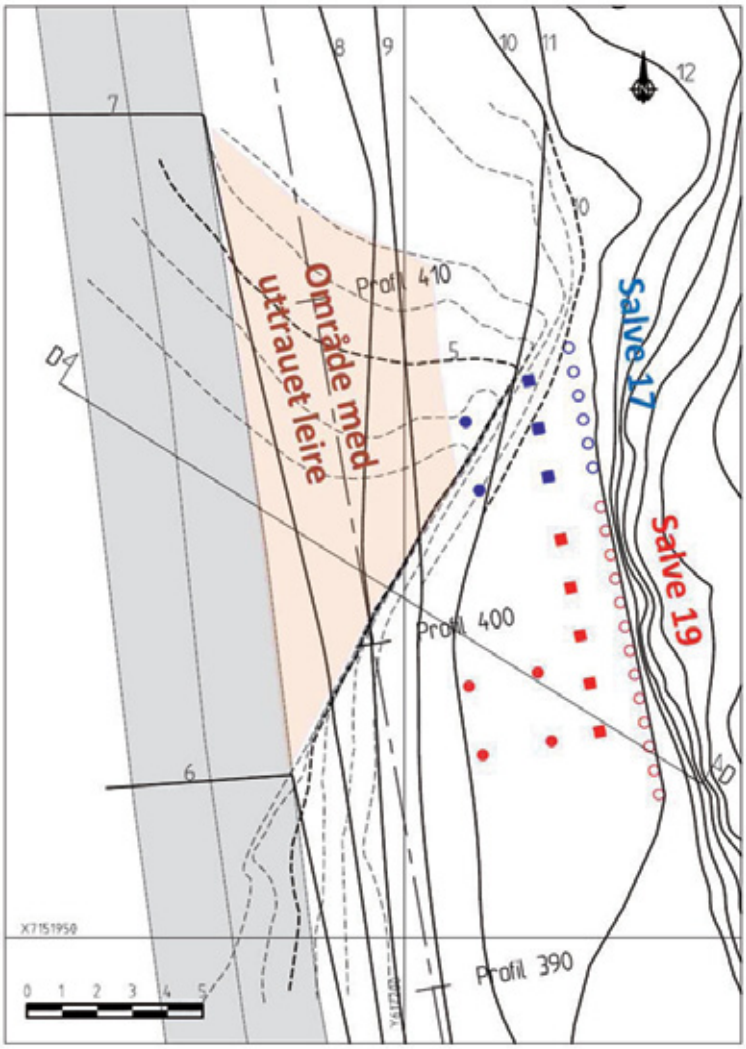



***Figur 13*** ***Laserscannet kartutsnitt av sørlig del av skredområdet, rutenett 100 m. Kilde NVE. Utsnitt av NTNUs laserscanning er antydet i mørk skravur***

Det ble den 29. april foretatt utgraving av sprengningsområdet ved at all løssprengt berg ble fjernet og sprekker og blokkforskyvninger ble registrert. Visuell bedømming av de berggeologiske forhold sammen med resultater fra 3D-scanning utført av prof. Knut Ragnar Holm ved NTNU av sprengningsområdet etter utgraving, ga tilleggsinformasjon om også to andre hovedplan i bergmassen. En oversikt over de viktigste sprekkers strøk og fall kan dermed settes opp som vist i Figur 13. Dette viser at plan K er det plan som har størst betydning for problemstillingen mens plan 1 samt konturen er med og avgrenser et rom som har en kileform med åpning nordvestover ut mot leirterrenget. Utgraving av salven avslørte også at denne kilen avgrenses av et bunnplan med strøk N15ºØ og fall 36ºV. Det er funnet at denne kilen var avgjørende for virkningen av salve 19.

### 3.3 Utførte sprengningsarbeider

Fokus under sprengningsarbeidet synes å ha vært på forsiktig sprengning på Fiolvei-siden (på grunn av rystelser) samt å unngå sprut mot nærmeste bygning – Kattmarkvegen 55, og videre å hindre at for mye av utsprengte masser la seg på eksisterende veg. Dette både for å unngå belastning av ytre del av vegen som ble antatt å ligge på leire (anbefaling i geoteknisk rapport), og av hensyn til rydding for trafikk.




***Figur 14 Salve 17 og 19 vist i topografisk kart. Terrengkoter er heltrukne, fjellkoter under terreng er stiplet***

Figur 14 viser detaljer av salve 17 og 19, hvor den nominelle plassering av borehullene fremgår. Den relative plasseringen av hullene er basert på målsatt skisse fra sprengnings-entreprenør. Koordinatfestingen av salvene er basert på et beste skjønn etter de

innmålinger Undersøkelsesgruppen har gjort i felt. Salvene er delt opp i salvehull, hjelpehull og konturhull. Salvehullene tar den tyngste delen av salven og er ladet med ca.10,0 kg sprengstoff per hull for salve 19 og 8,3 kg for salve 17. Salvene er boret og tent opp for å få kast i retning fremover langs skjæringen (her nordover) og ikke på tvers og ut på eksisterende veg. Salvene er dekket, dels med steinblokker som er stablet som plastring på fri bergflate, dels med gummimatter.

Ladning og tenning av salven er i tråd med vanlig praksis. Sprengstofforbruket er på den lave siden og antyder at det er lagt opp til forsiktig sprengning i et berg som antas å ha god sprengbarhet. Problemet er at dette sprengningsstedet var helt spesielt, med bløt og sensitiv leire og svært dårlig stabilitet. "Vanlig praksis" var derfor ikke godt nok på dette stedet, og det burde vært avklaret på forhånd slik at sprengningsarbeidene kunne tilpasses dette.

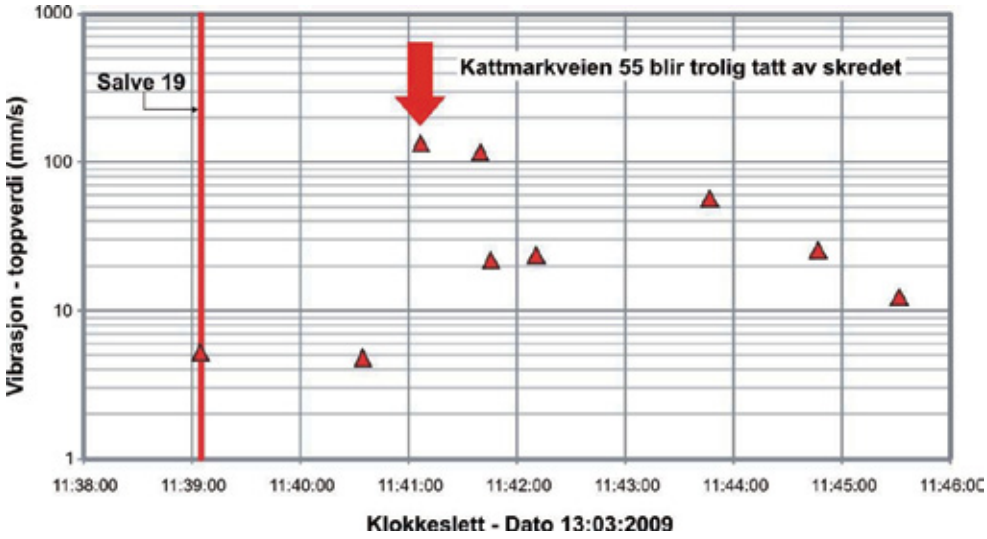
Under forberedelsen til hovedsalvene ble det avdekket et parti med leire i dagen på innsiden av eksisterende vei mellom salve 16 og salve 17, dvs. mellom profil 400 og 410. Beliggenheten er antydet i Figur 14. Det ble også konstatert at berget på sørsiden (ved salve 17) hadde en "markert kant" mot leira. Basert på entreprenørens tidligere erfaring med at sprengning mot leire kunne gi trykkbølger, ble leira trauet ut til 1,0 – 1,5 m under nivå på eksisterende veg, det ble lagt i fiberduk og fylt med sprengstein. Det virker som oppdagelsen der og da ble oppfattet som en lokal leirlomme, og bekymringen var at trykkbølger kunne presse ut eksisterende veg. Leira som ble gravd ut er blitt beskrevet som bløt men ikke som kvikk. Hvorvidt en masseutskifting slik den ble utført ville hatt gunstig virkning i relasjon til å redusere trykkvirkning mot eksisterende veg er vanskelig å si.

Det fatale er imidlertid at oppdagelsen av denne leira ikke ble fulgt nærmere opp. Vi vet i ettertid at dette leirpartiet var indre del av et dypt parti med kvikkleire og andre svært ustabile masser som utgjør hele Kattmarkområdet. Vi vet også at den "markerte kanten" på berget var øvre del av en dyp vertikal bergflate – sågar med overheng. Virkning av sprengning mot disse massene var det som utløste det initiale skredet. Hadde man, helst på et tidligere tidspunkt, eller i alle fall på dette tidspunkt satt i gang nødvendige geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser burde faren vært fanget opp i tide.

### 3.4 Vibrasjonsmålinger

Under sprengningsarbeidene har det vært montert vibrasjonsmålere på bygninger både på Kattmarksiden og Gullholmsiden av sprengningsstedet.

Ut fra vibrasjoner målt på bakken er det mulig å beregne hvilken dynamisk belastning vibrasjonene har påført leira. For de aktuelle bygningene er vibrasjonene på grunnmur svært nær de samme som i bakken. På Gullholmsiden vil vibrasjonene nærmere berget være noe kraftigere enn ved bygningene. Ved å korrigere for dette kan vi ut fra vibrasjonsmålingene beregne at vibrasjonene fra salve 19 har påført leira en dynamisk tøyning $\gamma_{cy}$ på ca. $0{,}8 \cdot 10^{-2}$ %. I denne beregningen inngår den skjærbølgehastigheten som ble målt med seismikk på stedet. Sammenholdt med den terskeltøyningen Statens vegvesens Håndbok 016 referer til, viser målingene derved at vibrasjonene fra sprengningene ikke har representert noen fare for stabiliteten av leira på Gullholmsiden.



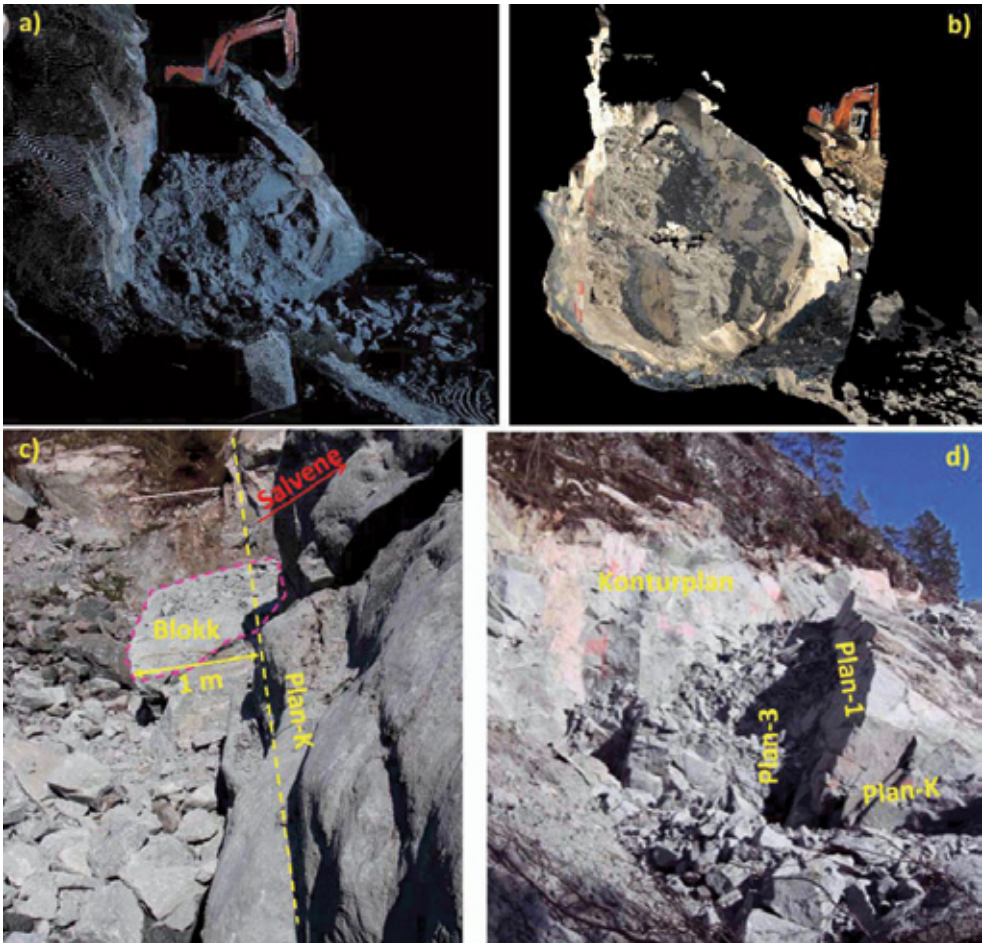

***Figur 15 Vibrasjonsmålinger i Kattmarkvegen 55 under og etter salve 19***

Vibrasjonsmåleren i Kattmarkvegen 55 viser et utslag på 5,20 mm/s i det salve 19 går av 13. mars kl. 11:39:05. De etterfølgende ca. 6 minuttene registrerer måleren flere kraftige vibrasjonshendeler. De målte toppverdiene er plottet mot en tidsskala i Figur 15.

Særlig markert er hendelsen på 132 mm/s kl 11:41:07, altså ca. to minutter etter at salve 19 gikk av. Dette er trolig det tidspunktet skredet når frem til Kattmarkvegen 55 og tar med seg huset. En nesten like kraftig hendelse kommer 33 s senere. Deretter kommer det flere hendelser med styrke mellom ca. 20 og 55 mm/s. Disse kan komme fra husets bevegelser gjennom skredet. Siste registrering fra instrumentet er kl. 11:45:32, altså ca. 6½ minutt etter at salve 19 gikk av. Om dette skyldes at huset da kommer til ro eller om instrumentet kommer under leira og mister GSM-kontakt vet vi ikke.

### 3.5 Forløp og virkning av salve 19

Det ble gjort to laserskan under befaringen. Ett før utgravingen av salven startet og ett etter at detaljene ved de indre delene av salve 17 og 19 var eksponert. Skannet før utgravingen representerer i store trekk situasjonen slik den var like etter skredet. Figur 16 viser to eksempler på resultater fra laserskanningen. I figuren er også lagt inn to fotografier fra samme område.



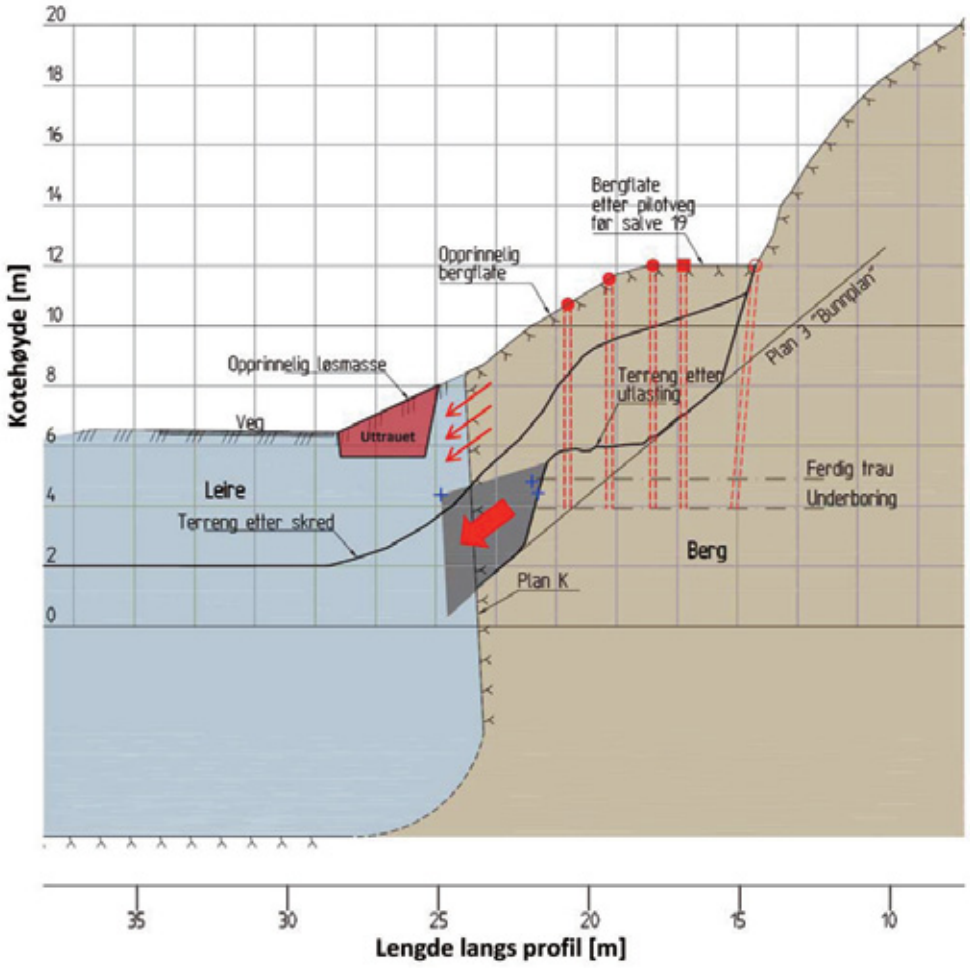

***Figur 16*** ***3-dimensjonalt bilde av sprengningsområdet fra laserskan a) før utgraving, b) etter delvis utgraving og avdekking av detaljer, c) og d) er fotografier av samme område. Diverse geologiske plan og begrep er vist på bildene.***

Dypt nede mot leirnivået slik det lå etter skredet ble det under befaringen identifisert en stor kileformet bergblokk. Fremkant av denne blokken har tydelige tegn på at den har tilhørt den steile bergflaten mot leira – Plan K. Slik blokken ble avdekket er det tydelig at den under salve 19 er blitt skutt ca. 0,5 - 1 m ut i leira fra sin opprinnelige posisjon. Det øvrige av bergveggen som kan ha blitt skutt inn i leira er blitt tatt av skredet da det gikk og kan ikke lengre observeres. Den gjenstående blokken gir oss derved en indikasjon på at hele bergveggen kan være blitt skutt i størrelsesorden 0,5 - 1 m inn i leira. Blokken er vist på Figur 16c.

Figur 17 viser et snitt gjennom salve 19, lagt i retning NV-SØ. (Snitt D-D på Figur 14). Snittet viser nederst bunnplanet som danner et glideplan under salven (plan 3). Dernest overflaten fra laserskan etter og før utgravingen av salven. Den store fremskutte

bergblokken kommer klart frem i snittet. Det er også lagt inn antatt bergflate under leira ut mot sjøen, basert på det som er av grunnboringer i området.

Topografien fra skannet før utgravingen og topografien fra den laserskanning som NVE fikk utført fra luften rett etter skredet stemmer svært godt over ens og er lagt inn i figuren som "terreng etter skred". Den øverste flaten i Figur 17 er et forsøk på en rekonstruksjon av topografien før anleggsarbeidene på stedet startet. Den er basert på foreliggende kartgrunnlag fra området fra før skredet. Snittene viser klart hvordan den skrå sprekkeflaten i berget har virket som et glideplan og gitt massene i salve 19 en ekstra føring ut i leira, også godt under underkant av borehullene i salven. I snittet er det også antydet hvordan bergveggen er blitt skutt ut i leira. Det er langs dette snittet gjort en numerisk beregning av sprengvirkningen på leira, som beskrevet i avsnitt 3.6.




***Figur 17 Snitt gjennom salve 19 – Snitt D-D***

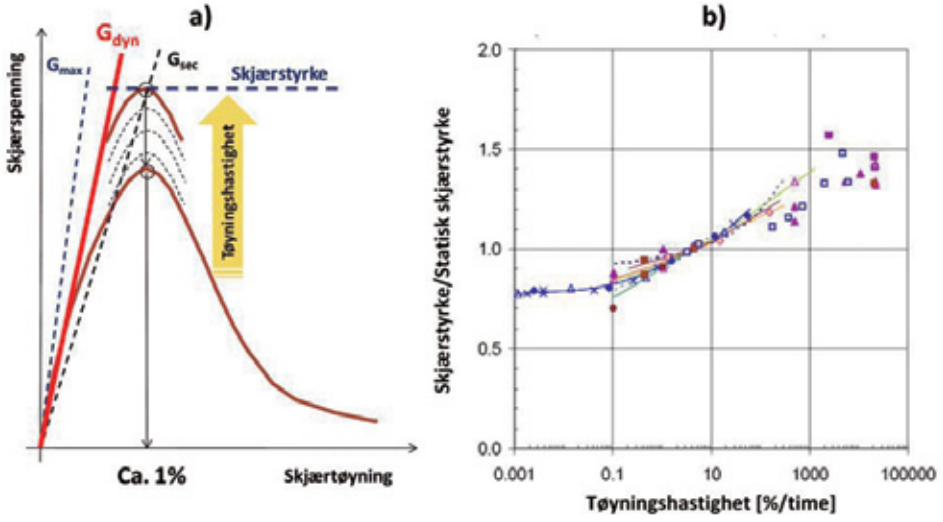
I snittet i Figur 17 er det lagt inn en antydning av det området innefor eksisterende veg der leire ble trauet ut og skiftet ut med sprengstein. Samme område er vist i topografisk kart i Figur 14.

Det er slik det her er beskrevet funnet klare tegn på at salve 19, på grunn av den steile bergveggen mot leira og det skrå sleppeplanet under salven har brutt ut mot leira i hele salvens bredde og mer enn 2 m under salvens underkant. Denne brytingen av berget mot leira har gitt en belastning på leira som har ført til utløsing av det initiale skredet. Sprenggasser fra salven har neppe trengt frem til leirflaten, men gasstrykk langs skråplanet kan ha bidratt til å redusere friksjonen og bidratt til kasthastigheten.

### 3.6 Dynamiske egenskaper og beregning av sprengningens virkning på leira

Stabilitetsberegninger i avsnitt 2.3 viser at dersom sprengningen fører til et omrørt leirparti, vil skråningen mot sjøen gli ut og et skred initieres. I dette avsnittet vises det at sprengningen med stor sannsynlighet faktisk har ført til denne omrøringen.

Man må kjenne de dynamiske egenskapene til leira for å kunne beregne den dynamiske virkningen av sprengningen på leira. Skjærbølgehastigheten i leira er blitt målt i bakken nedenfor Fiolveien med en seismisk metode til ca. 105 m/s i overflaten økende til ca. 190 m/s på 20 m dyp. Laboratorieforsøk fra geotekniske undersøkelser av leira i Kattmarkområdet og Gullholmstranda (NTNU 2009, Felt- og laboratorierapport Kattmarkvegen og NGI 2009) og data fra litteraturen (Andersen, K.H. et al. 2008) viser at kvikkleire kan antas å ha sin maksimale styrke ved ca. 1 % skjærtøyning. Deformeres leira utover dette mister den mye av sin styrke som vist på Figur 18a.



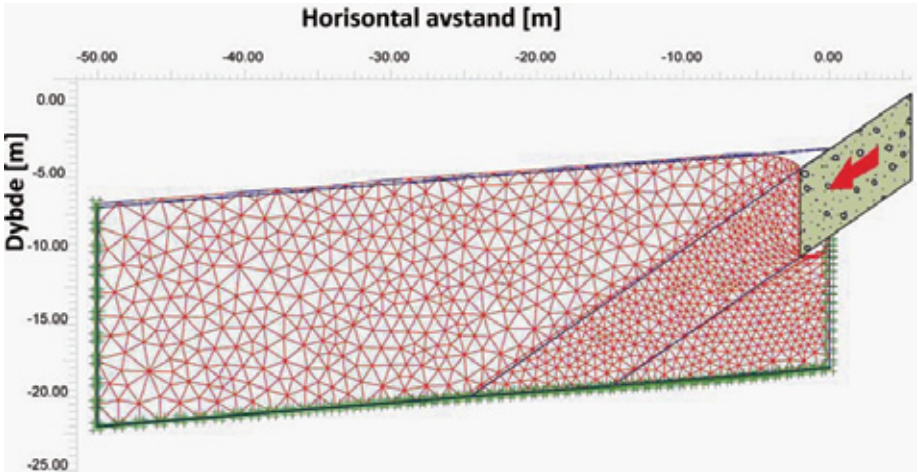

***Figur 18*** ***Dynamisk stivhet og styrke av kvikkleire, avhengig av tøyningshastighet, a) Prinsipp for bestemmelse av karateristisk dynamisk modul. b) Skjærstyrke som funksjon av tøyningshastighet (Etter Andersen et al. 2009)***

Laboratorieforsøk utføres vanligvis langsomt, mens sprengningsbelastningen på leira er

meget rask. Laboratorieundersøkelsene for undersøkelsesgruppen ble kjørt med en tøyningshastighet på 3 %/time, mens hastigheten for sprengningslast vil være minst 30 %/s, altså nær 40 000 ganger raskere. Diverse spesialforsøk som er referert i litteraturen (Andersen et al. 2008) viser at skjærtøyningen ved maksimal styrke (1 %) er lite påvirket av tøyningshastigheten, mens selve bruddstyrken øker markant med øket hastighet. Figur 18a viser prinsippet og Figur 18b viser data for hvordan styrken ved brudd øker med øket tøyningshastighet. Denne sammenhengen mellom bruddstyrke og tøyningshastighet er benyttet for den numeriske beregningen av sprengningsbelastningen på leira. Beregningen er gjennomført som en ekvivalent lineær elastisk analyse. Målet er å estimere hvor stor leirsone som vil få tøyninger som overskrider bruddkriteriet på 1 %.

Grunnundersøkelsene omkring skredområdet har vist at leira inneholder tynne grovere lag av løst lagret, vannmettet silt og sand. Slike lag kan være svært ustabile og kan kollapse ved overbelastning. De er spesielt ømfintlige overfor sjokkbelastning. Tilstedeværelsen av slike lag gjør leira enda mer sårbar for dynamisk overbelastning enn om den bare hadde bestått av kvikkleire og dette kan ha bidratt til skredutviklingen.

Kasthastigheten for salve 19 er beregnet med programmet ShotPlusIpro (Orica Mining Services) til å være ca. 10 m/s. Slike beregninger er beheftet med usikkerhet, og særlig for en situasjon der kastet skjer inn i leire og ikke i luft. Tidlig i kastet er imidlertid de drivende dynamiske kreftene fra sprengstoffet så store at forskjellen ikke blir av betydning.

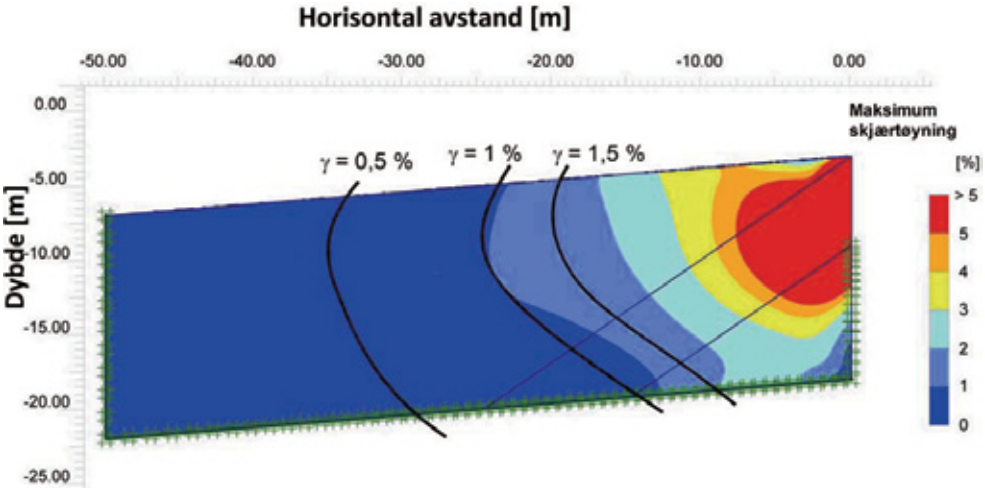



***Figur 19 Elementmetodemodell for dynamisk analyse av påkjenning fra sprengning***

Den dynamiske påkjenningen på leira utenfor bergflaten er beregnet med Finite Element-programmet PLAXIS med beregningsmodul for dynamikk. Beregningen er utført i en todimensjonal modell langs et snitt ut i leira, sentralt gjennom salve 19, vinkelrett på bergflaten. (Snitt DD i Figur 14). Beregningssnittet er vist i Figur 17. Den tilsvarende og forenklede PLAXIS-beregningsmodellen er vist i Figur 19 (deformert nett).

Som vist i figurene er sprengningsvirkningen modellert ved at en del av den nær vertikale bergveggen skytes inn i leira som et stempel, ført langs et skråplan som representerer glideplanet som ble avdekket under utgravingen av salven (Plan 3 – ”Bunnplanet”). Dette er vist i høyre kant av modellen i Figur 19. I venstre kant er modellen avsluttet med grensebetingelser som hindrer at sjokkbølger urealistisk reflekteres tilbake i modellen.

Dette for å simulere at leira fortsetter videre utover. Sprengningen er simulert ved et trekantformet hastighetsforløp for bergflaten med maksimal hastighet på 10 m/s, som nås etter 0,03 s, og en total forskyvning på 0,5 m inn i leira.




***Figur 20 Maksimal skjærtøyning fra dynamisk FEM-analyse***

Figur 20 viser beregningsresultatene i form av konturer for den maksimale dynamiske skjærtøyningen $\gamma_{dyn}$ som sprengningen påfører leira. Antas bruddtøyningen for leira å være 1 % vil altså sprengningen av salve 19 føre til at leira går til brudd og mister mye av sin styrke i hele sin tykkelse ut til en avstand av ca. 20 m fra bergveggen. I avsnitt 2.3 er det vist stabilitetsberegninger for Profil A (Figur 11). Dette profilet går gjennom leira i retning sjøen, der skredet ble utløst, og er vinkelrett på Profil D der den dynamiske beregning ble gjort. Stabilitetsberegningene viser at dersom en sone av leira som vist i Figur 20 går til brudd på grunn av sprengningen, vil hele leirprofilet gli ut. Disse beregningene forklarer og tallfester altså hvordan påkjenningen på leira fra salve 19 vil sette i gang et initialt skred.

Dersom mulig kollaps av løse silt og sandlag i leira også tas i betraktning vil bruddutviklingen bli ytterligere styrket. Det kan også progressive mekanismer bidra til. Mye vann i bakken ved kontakten mellom berg og leire gjør situasjonen ytterligere ugunstig.

Andre mekanismer for hvordan virkning av sprengning kan påvirke leira og eventuelt utløse et leirskred, er vurdert, men funnet å være av liten betydning i dette tilfellet:

- Sprenggasser kan i forbindelse med oppsprekking av berget trenge helt frem mot leira og virke som dynamisk last. Særlig i kombinasjon med vannmettede løse sand og siltlag kan dette gi en sprengvirking innover i selve leira.
- Utsprengt berg som kastes frem kan lande på leira og gi en dynamisk (og statisk) tilleggslast som kan redusere stabiliteten og eventuelt føre til brudd.
- Kraftige vibrasjoner på bergflaten mot leira, nær salven, kan gi så store dynamiske tøyninger i leira at den bringes til brudd ved gjentatte vibrasjonspulser fra de enkelte del-ladningene i salven.

– Lufttrykk fra sprengningen vil virke som en kortvarig flatebelastning på leiroverflaten og redusere stabiliteten.

# 4 PLANLEGGING, PROSJEKTERING OG PROSJEKTGJENNOMFØRING

## 4.1 Planlegging og prosjektering

Statens vegvesen er byggherre for utbedringene langs Kattmarkvegen siden vegen inngår i Namdalsprosjektet. Utbedringene i området som raste ut, skulle utføres i henhold til Reguleringsplan for Kattmarkmoen, fremmet 28.08.2003, vedtatt av Namsos Kommune den 19.02.2004. Arbeidet innebar utvidelse med gang og sykkelveg, fast dekke samt legging av VA-ledninger. Som byggherre var Statens vegvesen ansvarlig for utarbeidelse av byggeplan og byggeledelse med mer.

Undersøkelsesgruppa har sett på plan- og prosjekteringsfasen fram til byggearbeidene og skredet i Kattmarkvegen. Undersøkelsesgruppa finner grunn til å kritisere at det ikke tidlig i planarbeidet ble utført geotekniske undersøkelser. En geoteknisk undersøkelse ble først gjennomført etter at byggeplaner var ferdig utarbeidet og entreprenør valgt. Ingen ingeniørgeologisk undersøkelse ble utført. Oppstart av arbeidet ble utsatt i påvente av ferdigstillelse av den geotekniske rapporten, som forelå 16.02.09.

Utelatelsen av en geoteknisk utredning tidlig i planfasen er oppsiktsvekkende sett i lys av de tidligere kjente skredhendelsene i Namsos Kommune og kommunens egne bestemmelser om geoteknisk dokumentasjon.

Svært sen igangsetting av en geoteknisk utredning førte til tidspress og kan ha påvirket prosjektet og løsningene, med følgende konsekvens:

- Forhastet gjennomgang av de geotekniske problemstillingene ved prosjektet.
- Mangelfull fokus på gjeldende regelverk, særlig NVEs krav om vurdering av områdestabilitet.
- Mangelfull fokus på stabilitetskritiske detaljer, som fjelloverflaten mot leira i sprengningsområdet.
- Mangelfull vurdering av behovet for grunnundersøkelse i forbindelse med ovennevnte problemstillinger.

Omfanget av geoteknisk saksbehandlingstid, synes å avspeile at det i denne fasen ikke er tatt høyde for en tilstrekkelig grundig gjennomgang.

Undersøkelsesgruppa erkjenner likevel at det ikke er garantert at den ugunstige fjelloverflaten og det kritiske sprekkemønsteret ville blitt funnet gjennom en tidligere geoteknisk/geologisk undersøkelse. Imidlertid ville det gjennom undersøkelser tidlig i planfasen vært mye større muligheter for å identifisere problemet på forhånd og unngå skredet.

Namsos Kommune fremmet Reguleringsplanen for Kattmarkmoen ca 2 md. etter at Namsos kommune hadde vedtatt ”Bestemmelser, retningslinjer og saksbehandlingsregler til kommunedelplanens arealdel Namsos” der det heter: ”For utbyggingsområder med plankrav skal det, før reguleringsplan/bebyggelsesplan vedtas, foreligge geoteknisk dokumentasjon på at områdene har tilfredsstillende stabilitet”.

Statens vegvesen som tiltakshaver er unntatt fra søknadsplikt i forhold til byggesaksbehandling, når tiltaket omfatter offentlig veganlegg utført etter godkjent reguleringsplan og etter forskrifter gitt i medhold av Vegloven. Statens vegvesen er ved dette selv ansvarlig for at tiltaket blir gjennomført i samsvar med kravene i Plan- og bygningsloven. Undersøkelsesgruppa synes det ville vært naturlig at Namsos Kommune sin bestemmelse om geoteknisk dokumentasjon var blitt formidlet til Statens vegvesen som del av kommunikasjonen rundt reguleringsplanen og uansett at det er rimelig at Statens vegvesen selv burde fremskaffe slik dokumentasjon.

### 4.2 Oppfølging under bygging

Det ble under arbeidet med salve 17 og 19 påvist bløt leire på innsiden av eksisterende veg. Denne leira lå inn mot den geologiske forvitringssonen og i kontakt med det som senere viste seg å være den kritiske vertikale fjelloverflaten. Entreprenøren valgte en løsning der han erstattet en del av leirmassene med sprengstein for å dempe virkningen av sprengningen. Byggeleder i Statens vegvesen kjente til at det var oppdaget leire på innsiden av vegen og kjente også til det tiltaket som ble gjort.

Det hadde vært å ønske at en på dette tidspunkt hadde stoppet arbeidet og gjort geotekniske undersøkelser av leirforekomsten og vurdering av fjelloverflatens beliggenhet. Dette ville vært naturlig om en hadde hatt mer fokus på den svært dårlige stabiliteten i området. Vi vet nå at forekomsten var en sammenhengende del av leirmassene i skredområdet, ikke bare en lokal lomme som det tyder på var oppfatningen der og da.

### 4.3 Geoteknisk rapport

Undersøkelsesgruppa har vurdert Multiconsult sin geotekniske rapport. Innledningsvis har vi merket oss at Statens vegvesen kontraherte Multiconsult i et prosjekt med omfang 80 timer, primært for å se på stabilitetsforholdene i Gullvika og Fiolveien fram til profil 400 og i utgangspunktet ikke på Kattmarkmoen. Multiconsult har likevel levert en rapport som dekker hele strekningen fra profil 0 til 700. Rapporten fokuserte lite på den utraste strekningen idet inngrepene der skulle være begrensede.

Multiconsult identifiserte kvikkleire og et stabilitetsproblem på Gullholmstranda. Det ble satt fokus på dette og en løsning forslått. Multiconsult har i sin rapport angitt på kartskisse hvor de antok hvor denne kvikkleiren var avgrenset. Denne angivelsen begrenset seg til Gullholmsiden og kvikkleiren på Kattmarkmoen var således ikke utredet og markert på dette kartet.

Multiconsult identifiserte stabilitet av vegfyllingen nær profil 400, der initialskredet gikk, som et problem. De foreslo derfor å løse stabilitetsproblemet ved å flytte vegen lenger inn mot fjellet. Dette er i utgangspunktet et egnet tiltak, men løste dessverre ikke problemet med dårlig stabilitet siden vegen likevel viste seg å komme ut på leira mellom profil 400 og 410. Overgangen fra berg til leire var ikke tilstrekkelig kjent på grunn av mangelfull kartlegging og overgangen har senere vist seg å være maksimalt ugunstig.

Undersøkelsesgruppa har merket seg at Multiconsult betegner videre terrenginngrep mellom profil 400 og profil 700 som begrensede og derfor ikke går videre med geotekniske vurderinger her. Et slikt resonnement betinger at området på forhånd har akseptabel stabilitet. Med erfaringene fra Gullholmstranda burde Statens vegvesen og

Multiconsult ha igangsatt en vurdering av områdestabiliteten av Kattmarkmoen. Inngrepene, med en opptil 1,5 m oppfylling og graving av sidegrøft for VA-ledninger, må betegnes som tilstrekkelig omfattende til å påkreve en kontroll mht. områdestabilitet.

### 4.4 Prosjektklasse

Multiconsult har etter diskusjon med Statens vegvesen valgt å plassere Kattmarkvegen-prosjektet i geoteknisk prosjektklasse 2 idet vanskelighetsgraden er bedømt å være middels selv om skadekonsekvensen er vurdert å være meget alvorlig.

Statens vegvesen sitt N/A-rundskriv nr. 2008/06 dat. 17.06.2008 sier at: ”Eksempler på problemstillinger som faller innunder geoteknisk prosjektklasse 3, kan være:

- Fyllinger i sjø med skrånende sjøbunn, stor fyllingshøyde eller massefortrengning.
- Fyllinger i strandsone med tilsvarende forutsetninger.
- Inngrep i områder med sensitive grunnforhold (vår utheving).

Undersøkelsesgruppa ser behov for en presisering på hvordan dette er å forstå.

## 5 BEHOV FOR ENDRINGER I REGELVERK

Undersøkelsesgruppa mener at med de endringer som er innført mht stabilitetsvurderinger som plankrav i de siste årene, har vi fått et lovverk og regelverk som i grove trekk stiller de nødvendige kravene til saksbehandling ved plan og byggearbeider.

Det er likevel et stykke igjen til alle gjeldende bestemmelser følges og god praksis er innarbeidet. Det synes som det er behov for innskjerping av gjeldende krav og deres betydning.

Undersøkelsesgruppa mener at det i de tilfellene det er mulig at konsekvensene av et plantiltak kan bli ekstremt store, bør en på reguleringsplannivå sette et absolutt krav om ROS-analyse (risiko- og sårbarhet).

Undersøkelsesgruppa mener at en bør vurdere om inngrep i områder med sensitive grunnforhold i framtiden bør plasseres i geoteknisk prosjektklasse 3 selv om vanskelighetsgraden i prosjektet ikke er høy. Spesielt anbefales prosjektklasse 3 dersom større arealer er involvert og innledende arbeider viser at en må benytte prinsippet om såkalt prosentvis forbedring. Prosjektklasse 3 vil innebære en tredjepartskontroll og dermed sikre en ytterligere og uavhengig gjennomgang av grunnundersøkelser, antagelser og vurderinger.

Det er behov for sterkere fokus og særskilte retningslinjer/sjekklister hva gjelder sprengningsarbeider i fjell nært marine avsetninger, hvor direkte trykkpåvirkning fra fjellsprengning til løsmassene kan være en mulig og uønsket konsekvens. Her kreves både ingeniørgeologisk og geoteknisk kompetanse for å få fram nødvendig grunnlag for en faregradsvurdering. Grunnlaget vil omfatte detaljert kartlegging av fjellets og tilstøtende løsmassers profil i forhold til sprengningsplan, med særlig fokus på en sprengningsplan som ikke overfører kritisk trykk og eventuelt også vibrasjon mot/inn i kvikk/sensitiv leire (silt), særlig der det også er ustabile (kontraktante) lag av finsand/silt.

## 6 UTVALGTE REFERANSER

Andersen, K.H. et al.(2008). ”Deep Water Geotechnical Engineering”, Proc., XXIV Nat. Conf. of the Mexican Soc. of Soil Mechanics, Aguascalientes, 26-29 Nov. 2008. – eller Canadian Geotechnical 2009

Grimstad G., Andresen L., Jostad H.P. (2010) "NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay", Int. Journal of Geomechanics - ASCE (to be sumbitted)

Multiconsult, rapport nr. 412074 – 2,”Namdalsprosjektet Kattmarkvegen. Geoteknisk prosjekteringsrapport”, 16. februar 2009

Namsos kommune, Reguleringsplan for Kattmarkmoen, 19.02.2004

Namsos kommune, ”Bestemmelser, retningslinjer og saksbehandlingsregler til kommuneplanens arealdel Namsos.” Vedtatt i kommunestyret 10.06.2003

NGI rapport 20091257-00-4-R, Rev.1: ”Kvikkleireskred Kattmarka, Namsos. Vurdering av stabilitetsforhold og sikringstiltak i Kattmarka”, 26. mai 2009

NGI rapport 20091258-2, Rev.1: ”Kvikkleireskred Kattmarka, Namsos. Stabilitetsforhold og sikringstiltak ved Fiolveien”, 20. mai 2009

NGI rapport 20091484-00-2-R: Raset i Namsos – Samferdselsdepartementets Undersøkelsesgruppe; Surface Wave Data – Analysis, 3 July 2009

NS 8176 Vibrasjoner og støt – Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker, Standard Norge, 2005

NS 8141 Vibrasjoner og støt – Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk, Standard Norge, 2001

NTNU faggruppe for geoteknikk, Laboratorierapport til Samferdselsdepartementet. Separat rapport utarbeidet av Anders Gylland for Undersøkelsesgruppen (2009)

NVE, Retningslinjer for ”Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag” med tilhørende veileder for: ”Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper”, første utgave 01.07.2008 siste utgave 07.03.2009

NVE, 3D-modeller, plankart og profiler over før- og ettersituasjon i Kattmarkvegen. Geir Bendik Hagen.

Statens vegvesen, Region Midt: ”Faktabeskrivelse etter raset i Kattmarkvegen 13. mars 2009” datert 17.03.2009

Statens vegvesen, ”Krav til prosjektering i prosjektklasse 3 etter NS 3480”, NA-rundskriv nr. 2008/06, distribuert 17.06.2008

Statens vegvesen, 2007, Håndbok 025, ”Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter” - ”Hovedprosess 2 Sprengning og masseflytting.”

Statens vegvesen, Kontrakt. Prosjekt nr. 402232 Kattmarkvegen. Breddeutvidelse og fortau. Vedlegg og tegninger. Ajourført tegningslister pr 05.03.2009

Steinar Nordal med flere (2009): Skredet i Kattmarkvegen i Namsos 13. mars 2009. Rapport fra undersøkelsesgruppen nedsatt av samferdselsdepartementet. NTNU, 26 juni 2009, ISBN: 978-82-92506-72-1[elektronisk]

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2009

# RV.70 FORBI OPPDØLSSTRANDA - SKREDHENDELSER, RISIKOVURDERING, SIKRINGSTILTAK

**Rv. 70 Oppdølsstranda – Rock Fall incidents, risk evaluation, rock support**

Siv.ing. Kjetil Moen, MULTICONSULT AS
Siv.ing. Tore Humstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet

## SAMMENDRAG

Oppdølsstranda er en 6,5 km lang skredutsatt vegstrekning på rv. 70 mellom Sunndalsøra og Oppdøl i Sunndal kommune. De senere år har det vært en tilsynelatende økt frekvens av alvorlige skredhendelser. I løpet av det siste året (2008/2009) har det gått tre større steinskred (24.08.2008, 05.06.2009 og 16.06.2009). Vegstrekningen ble stengt for all trafikk etter det siste store steinskredet den 16. juni 2009.

Vegdirektoratet har ønsket å få gjennomført en helhetlig og overordnet risikovurdering for den skredutsatte strekningen. Multiconsult AS ble i slutten av juni 2009 tildelt oppdraget med å gjennomføre denne risikovurderingen.

Det er allerede vedtatt at det som permanent skredsikringstiltak skal bygges en lang tunnel som erstatter hele den skredutsatte vegstrekningen. En slik tunnel er under planlegging og kan trolig åpnes innen 2013/2014. Risikovurderingen har inngått som en av flere avveininger som Statens vegvesen ville benytte seg av når det skulle besluttes hvorvidt vegstrekningen fortsatt skulle være stengt, eller om den kunne holdes åpen frem til den nye tunnelen står ferdig.

Multiconsult har gjennom sitt oppdrag identifisert en del ustabile fjellpartier, og anbefalt en rekke risikoreduserende tiltak, primært bestående av skredsikring i form av rensk og montering av fanggjerder.

Gjennomføringen av skredsikringstiltakene har pågått høsten 2009 og er administrert av Statens vegvesen.

## SUMMARY

Oppdølsstranda is a 6,5 km stretch of a main road (rv.70) between Sunndalsøra and Oppdøl in the northwestern part of Norway. The road is highly exposed to rock fall hazard from high, steep mountainsides. In the latest years there has been an apparent increase of severe rock fall incidents.

The Directorate of Public Roads made an announcement in June, 2009 to get a general risk evaluation of the road at Oppdølsstranda. This assignment was awarded to Multiconsult AS in the end of June.

It is already been decided to build a long tunnel that will replace the rock fall exposed road. It is expected that this tunnel will be finished in 2013/2014.

Several unstable rocks have been identified and different actions to reduce the rock fall risk have been recommended, such as scaling and establishment of rock fall protection systems (catch fences).

Rock support actions have been carried out during the autumn, 2009.

## 1. INNLEDNING

Rv. 70 mellom Sunndalsøra og Oppdøl i Sunndal kommune har siden den opprinnelige vegen ble bygget på 1920-tallet vært en meget skredutsatt vegstrekning. Vegstrekningen, som betegnes *Oppdølsstranda* er totalt ca. 6,5 km lang. På denne strekningen er det i dag tre tunneler: Midtbekktunnelen, Trettøytunnelen og Fonnafonntunnelen. Tunnelene ble bygget på 1960-tallet, primært for å erstatte dagstrekninger som var spesielt utsatt for snøskred.

Etter at man gjennom flere tiår gradvis fikk løst problemene med snøskred, har man med de gjenværende dagstrekningene (til sammen ca. 3,3 km veg) sittet igjen med skredproblematikk knyttet primært til steinsprang og steinskred.

De senere år har det vært en tilsynelatende økt frekvens av alvorlige skredhendelser. I løpet av det siste året (2008/2009) har det gått tre større steinskred (24.08.2008, 05.06.2009 og 16.06.2009). Kildeområdet for skredene er fjellsiden på østsiden av Sunndalsfjorden. Statens vegvesen sine geologer har tidligere vurdert risikoen lokalt etter hvert som skred har rammet de enkelte delstrekningene. Som resultat av dette er vegstrekningen forbi Oppdølsstranda gitt høyest prioritet i rassikringsplanen for Region midt i Statens vegvesen. Statens vegvesen, Vegdirektoratet har derfor ønsket å få gjennomført en helhetlig og overordnet risikovurdering for den skredutsatte strekningen. Multiconsult AS ble i slutten av juni 2009 tildelt oppdraget med å gjennomføre denne risikovurderingen.

Det er de fire dagstrekningene utenom tunnelene som har vært gjenstand for risikovurdering. Risikovurderingen gjelder steinskred og steinsprang. Andre typer skred som snøskred, løsmasseskred, flomskred m.m. er ikke vurdert.

Det er allerede vedtatt at det som permanent skredsikringstiltak skal bygges en lang tunnel som erstatter hele den skredutsatte vegstrekningen. En slik tunnel er under planlegging og kan trolig åpnes innen 2013/2014.

Rv.70 forbi Oppdølsstranda ble stengt for all trafikk etter det siste store steinskredet den 16. juni 2009. Multiconsult sin risikovurdering har inngått som en av flere avveininger som Statens vegvesen ville benytte seg av når det skulle besluttes hvorvidt vegstrekningen fortsatt skulle være stengt, eller om den kunne holdes åpen frem til den nye tunnelen står ferdig.

Multiconsult har gjennom sitt oppdrag identifisert en del ustabile fjellpartier, og anbefalt en rekke risikoreduserende tiltak, primært bestående av skredsikring i form av rensk og montering av fanggjerder.

Gjennomføringen av skredsikringstiltakene er administrert av Statens vegvesen.

## 2. VEGSTREKNINGEN OG DENS HISTORIE

Vegarbeid på strekningen Sunndalsøra – Oppdøl i Sunndal kommune ble startet som nødsarbeid i 1921. Dette var arbeid igangsatt av det offentlige for å motvirke arbeidsløshet. Da vegen ble åpnet i 1927, hadde den to tunneler på til sammen 105 m (80 + 25) og flere skredoverbygg, bl.a. forbi utløpet av Fonnadalen (120 m) og ved Trettøya (60 m). Til sammen var det på dette tidspunktet 275 m med skredoverbygg. Disse overbyggene ble primært etablert for å sikre vegen mot snøskred fra velkjente skredløp.

I 1934 fikk vegen langs Oppdølsstranda riksvegstatus, og den har siden dette vært en skredutsatt riksvegparsell. Det ble i perioden 1963-69 satt i gang sikrings- og ombyggingsarbeid med bl.a. bygging av Fonnafonn-, Trettøy- og Midtbekktunnelene (613 m, 1182 m og 1042 m). Dette arbeidet ble fullført i perioden 1971-74. De to sistnevnte tunnelene ble bygget som en forlengelse av de to eksisterende og langt kortere tunnelene. Den totale tunnellengden hadde nå økt fra 105 m til 2837 m.

**Figur 1: Bilde av vegen langs Oppdølsstranda, rundt 1930 (foto: Klokseth/Mollan, Aura Avis).**

Forut for denne oppgraderingen hadde vegstrekningen blitt gjenstand for èn dødsulykke, da en lastebilsjåfør ble drept av et snøskred vinteren 1969, èn utglidning av vegkroppen sør for Trettøytunnelen høsten samme år, og i tillegg en rekke mindre hendelser.

**Figur 2: En lastebil ble truffet av et snøras vinteren 1969. Føreren omkom. Ulykken førte til bygging av Midtbekktunnelen. I bakgrunnen sees skredoverbygget ved Trettøy. (Foto: Tidens Krav).**

Strekningen har også vært utsatt for enkelte flomskred. Blant annet førte kraftig nedbør i august 2003 til et flomskred som gjorde store skader på brua over Sandvikselva. Dette førte til at brua ble rehabilitert og elva plastret.

Generelt ble det opp gjennom årene fokusert lite på faren for steinsprang da dette i stor grad ble akseptert som en unngåelig risiko for denne vegstrekningen.

Siden årtusenskiftet er vegen forbi Oppdølsstranda blitt en del av stamvegen rv. 70 mellom Kristiansund og Oppdal. Oppmerksomheten har i denne perioden rettet seg mer og mer mot steinskred og steinsprang. Dette har gjenspeilet seg både i mer systematisk registrering av hendelser samt planlegging og utførelse av sikringstiltak mot denne skredtypen. I løpet av disse årene er det etablert fem linjer med fanggjerder. I samme periode er det registrert 80 steinsprang mot vegen. Fra årene før 2000 er det få registreringer, men dette skyldes nok heller manglende rutiner enn at frekvens har vært betydelig lavere tidligere.

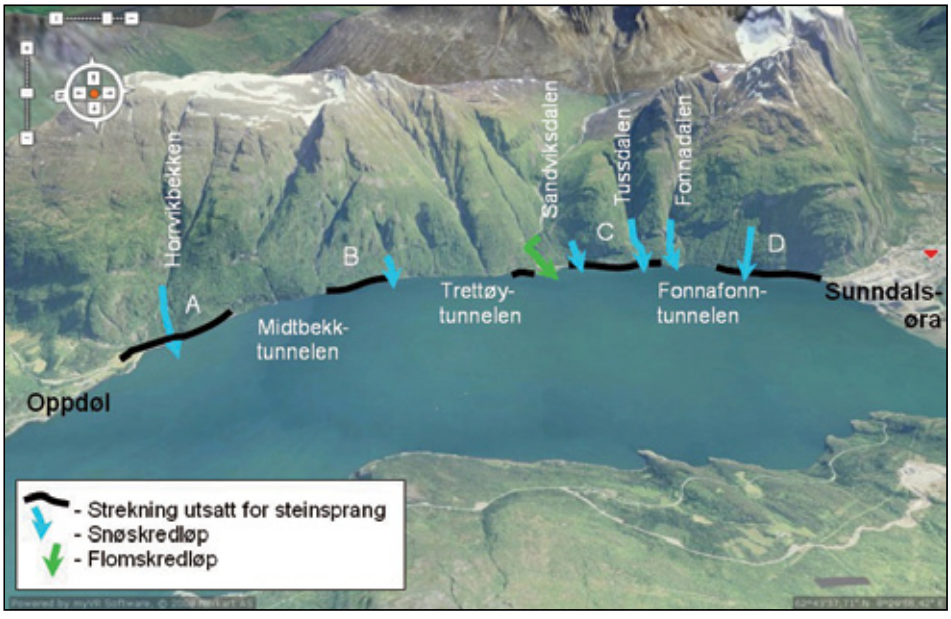
Selv om flere steinsprang har nådd vegen også etter at fanggjerdene ble etablert, har de utvilsomt redusert både antall hendelser på veg og konsekvensene av dem.

Årsdøgntrafikken på strekningen er i dag om lag 2 500 kjøretøyer.

I siste revisjon av rassikringsplan for Statens vegvesen Region midt, fra november 2008, har hele ni skredpunkter langs denne strekningen blitt før opp, og Oppdølsstranda har de tre mest prioriterte skredpunktene i Midt-Norge. I Nasjonal transportplan for 2010-2019 ble det foreslått å sette av 600 millioner kroner til permanent skredsikring i form av en 7-8 km lang tunnel mellom Sunndalsøra og Oppdøl. Statens vegvesen har med bakgrunn i dette etablert et utbyggingsprosjekt som tar sikte på å ferdigstille den lange tunnelen innen 2013.

Risikovurderingen som beskrives i denne artikkelen tar for seg risiko ved steinskredhendelser mot vegen med tanke på både trafikk og anleggsarbeid for årene fram til tunnelen står ferdig.

Vegstrekningen som inngikk i vurderingen er ca. 6,5 km lang. Dersom en holder eksisterende tunneler utenfor, står en igjen med fire dagstrekninger på til sammen ca. 3,3 km veg. Figur 3 gir en oversikt de utsatte dagstrekningene med angivelse av steinskredutsatte delstrekninger og øvrige skredpunkter.




**Figur 3: Oversikt over rv. 70 forbi Oppdølsstranda med steinskredutsatte dagstrekninger (A, B, C og D) er angitt sammen med øvrige skredpunkt (snøskred og flomskred).**

# 3. SKREDHENDELSER

## 3.1 Datakilder

Statens vegvesen har tatt en gjennomgang av skredhendelser registrert langs rv. 70 forbi Oppdølsstranda. Skredregisteret i Nasjonal vegdatabank (NVDB) er basert på innrapportering i form av et såkalt R11-skjema som funksjonskontrakts-entreprenøren leverer inn til Statens vegvesen. I forbindelse med risikovurderingen for strekningen, ble det i tillegg gjort et søk i Vegtrafikksentralen (VTS) sine systemer. For perioden 2001-2008 brukte VTS loggføringssystemet "Merkur" til å registrere innrapportere hendelser på veg. Dette ble erstattet av "Vegloggen" i 2008.

Data i Merkur/Vegloggen er i stor grad basert på informasjon fra publikum og gis inn i form av en del fritekstfelter som gjør klassifisering og stedfesting mindre nøyaktig enn data fra NVDB. Det er i søkene fra alle kildene fokusert på steinsprang/steinskred. Hendelser knyttet til snøskred, jordskred, flomskred og isnedfall er ikke tatt med i oversikten.

I den videre datahåndteringen ble skred som var registrert i flere systemer identifisert, og den mest pålitelige kilden prioritert. Det var om lag 25 % overlapp mellom systemene. Dette viser at enkelte skred aldri blir rapportert inn til VTS selv om entreprenøren må ut for å gjøre tiltak (og rapporterer til NVDB). Om lag 80 unike hendelser ble analysert videre. Disse fordeler seg slik på slik på systemene:

- NVDB: 66 %
- Merkur/Vegloggen: 33 %

I tillegg til de 80 hendelsene er det oppført ca. 15 øvrige skredhendelser som snøskred, jordskred, flomskred og isnedfall.

## 3.2 Registrert skadekonsekvens

Av de 80 registrerte hendelsene, er det i følge datakildene registrert følgende skader:

- Skader på person: 1 hendelse
- Skader på kjøretøy: 5 hendelser
- Skader på veg: 7 hendelser
- Skader på rekkverk: 7 hendelser
- Skader på fanggjerde: 3 hendelser

De mange nestenulykkene av større eller mindre alvorlighetsgrad er ikke registrert spesielt i ovennevnte systemer.

## 3.3 Fordeling etter dagstrekninger

Hendelsene fordeler seg på dagstrekninger slik:

- Delstrekning A: 13-16 %
- Delstrekning B: 30-36 %
- Delstrekning C: 24-32 %
- Delstrekning D: 7-10 %
- Uspesifisert: 15 %

Inntil 80 % av de stedfestede hendelsene knytter seg til delstrekning B og C. Hendelser som ikke er stedfestet kommer fra Merkur/Vegloggen, der stedfestingen i noen tilfeller begrenser seg til "Oppdølsstranda". Usikkerheter i antall steinsprang/skred innenfor hver delstrekning skyldes at det er ukjent hvilken tunnelmunning det er snakk om (når eneste stedfesting er tunnelnavn).

### 3.4 Fordeling på løsneområder og -høyder

Dersom en fordeler hendelsene på kategorier som brukes ved registrering av skreddata, får en følgende oversikt:

- Ved tunnelmunning: 23 %
- Vegskjæring: 10 %
- Fjell- og dalside/ur: 30 %
- Uspesifisert: 37 %

En sortering på registrerte løsnehøyder (over veg) fra samme datagrunnlag kan gjøres slik:

- Under 50 m: 42 %
- Mellom 50 og 200 m: 7 %
- Over 200 m: 11 %

### 3.5 Større skred siste år (2008/2009)

Den generelt høye skredfrekvensen som er registrert på strekningen er en viktig begrunnelse for topplasseringen på rassikringsplanen for Midt-Norge. Det er også derfor det er vedtatt å bygge en ny lang tunnel forbi området.

I tillegg til den generelle faren denne strekningen er utsatt for, har det vært et spesielt fokus på strekningen det siste året etter at det har gått tre store skred på relativt kort tid:

- 24. august 2008: 30 $m^3$ løsnet 400 m over veg i område B
- 5. juni 2009: Noen hundre $m^3$ løsnet 100 m over veg i område C
- 16. juni 2009: 30 $m^3$ løsnet 400 m over veg i område D

Skredet 24.08.2008 (figur 4) førte til alvorlig personskade på en bilfører. To personbiler ble totalskadet. Veg og rekkverk måtte repareres, og ett av fire fanggjerder måtte byttes ut. Selv om store masser passerte eksisterende 3000 kJ gjerde, så bidro det utvilsomt til å begrense skadevirkningene, og kan i dette tilfellet ha berget liv.

**Figur 4: Skredet 24.08.2008 gjorde stor skade. Heldigvis gikk ingen liv tapt (foto: Tidens Krav).**

Skredet 05.06.2009 var nær ved å treffe et kjøretøy, men ingen ble skadet. Veg og rekkverk måtte repareres. Også i dette tilfellet bidro et 1500 kJ fanggjerde til å redusere skadevirkningene, men en del masser passerte gjerdet, og ca. 50 m av dette måtte repareres.

Skredet 16.06.2009 var nær ved å treffe kjøretøy, men heller ikke denne gangen kom noen til skade. En høyspentlinje ble truffet, og denne antente løvskogen i nærheten. Brannen (figur 5) ble raskt slukket.

**Figur 5: Steinskredet 16. juni 2009 gjorde skader på veg, rekkverk og kraftlinje. Høyspentledningen slo ned i skogen og satte fyr på den (foto: Jan Ødegård/Aura Avis).**

Etter den siste av disse tre hendelsene besluttet Vegdirektøren å stenge vegen inntil det forelå en overordnet risikovurdering av skredfaren på denne strekningen. Skred- og vassdragsavdelingen i NVE ble kontaktet for å bistå. NVE anbefalte å innhente bistand fra eksterne rådgivere, og 26.6.2009 inngikk Statens vegvesen avtale med MULTICONSULT om gjennomføring av oppdraget med aktiv støtte fra eget fagpersonell.

# 4. KLIMAFORHOLD OG UTLØSNINGSMEKNISMER FOR SKRED

## 4.1 Generelt om utløsningsmekanismer

Statens vegvesen har foretatt en gjennomgang av data fra den meteorologiske stasjonen "63420 Sunndalsøra III" (6 moh), og sett på tendenser og endringer, samt vurdert hvilke værforhold som var gjeldende ved utløsning av alle registrerte skred.

Det er tatt utgangspunkt i nedbørs- og temperaturdata med tanke på potensialet for skredutløsning, som er basert på følgende sannsynlige mekanismer: Frysing/tining, regn- og snøsmelting, temperaturvariasjoner.

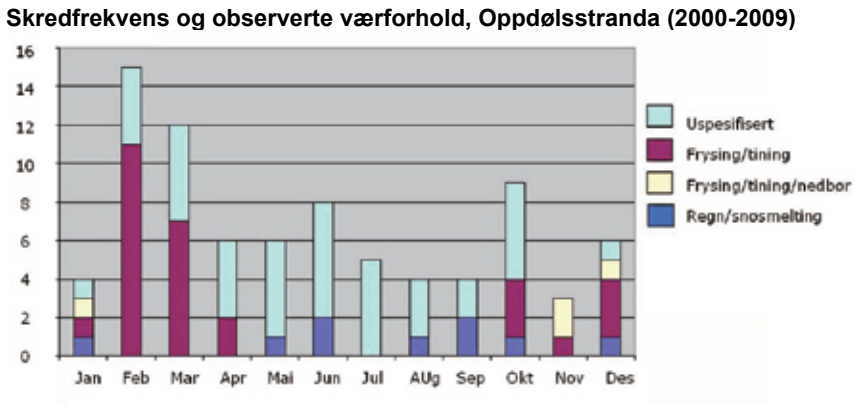
Fryse- og tineprosesser kan gi både frostsprengning og økt poretrykk som følge av at ispropper blokkerer regn- og smeltevann på sprekkeflater i bergmassen. Regn- og snøsmelting kan i seg selv gi økt skredpotensiale som følge av økt poretrykk. Store temperaturvariasjoner kan ha betydning i forhold til termisk utvidelse av bergartene. Jo mer kvartsinnhold i bergarten, jo større blir denne effekten.

## 4.2 Generelt om utløsningsmekanismer

Med bakgrunn i de 80 registrerte steinskredhendelsene, er det gjort en grov sortering på mulige utløsende værforhold for hver enkelt hendelse. Denne sorteringen antyder følgende omtrentlige fordeling:

- Frysing/tining (med eller uten nedbør): 40 %
- Regn og snøsmelting: 10 %
- Uspesifisert: 50 %

Diagrammet i figur 6 viser hvordan skredfrekvensen og de observerte værforholdene varierer med årstid. Av de uspesifiserte årsakene kan termisk utvidelse av bergmassen som følge av temperaturvariasjoner og intens sol-innstråling ha spilt en rolle i noen tilfeller. For øvrig kan kombinasjoner av flere ugunstige værforhold havne i denne kategorien sammen med det faktum at det ved langvarig forvitring kan være vanskelig å peke på en konkret utløsende årsak. Andre årsaker som rotsprengning og eventuelle rystelser kan også komme inn under denne kategorien. Figuren viser at det er flest skred vinter og vår.



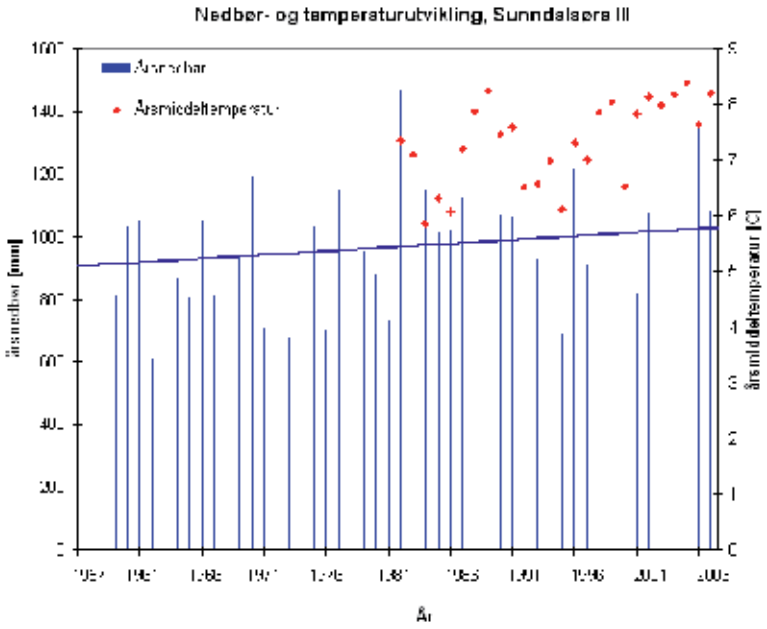

**Figur 6: Værforhold og antatte utløsningsmekanismer ved de 80 registrerte skredene på Oppdølsstranda.**

### 4.3 Klima og klimaendringer

I tillegg til å studere værforholdene ved hvert enkelt skred er det også gjort analyser av effekter klimaet har på skredfrekvensen og hvorvidt klimaendringer har noe å si for fremtidig skredfareutvikling.

Figur 7 viser utvikling av årsnedbør fra 1957 til 2008 og gjennomsnittstemperaturer fra 1983 til 2008. I måleperioden er det observert en nedbørsøkning fra ca. 925 mm/år i 1957 til ca. 1000 mm/år i 2008. Det er siden temperaturmålingene kom i gang i 1983 registrert en generell økning fra 6,5° i starten av måleserien til ca. 8° i dag.

Dataene viser at klimautviklingen de siste 50 årene har gitt mer nedbør som igjen gir en økning av de hydrogeologiske utløsningsmekanismene som knytter seg til vann (regn, snøsmelting og vann/is i porer og på sprekkeflater). En gjennomsnittlig økning på 1,25 mm/år er trolig ikke dramatisk på kort sikt, men effekten kan være av betydning på lang sikt.

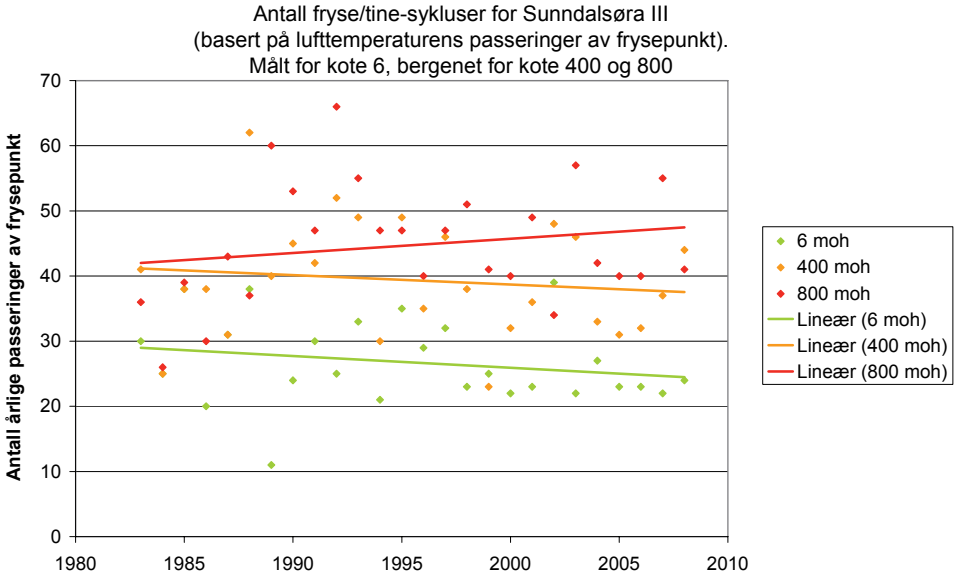



**Figur 7: Data for årsnedbør og årsmiddeltemperatur fra Sunndalsøra III viser en økning av både nedbørsmengder og temperatur i måleperioden fra hhv. 1957 og 1983 og fram til i dag.**

Den observerte temperaturøkningen på ca 0,06 K pr. år er trolig av større betydning. Tidsserien er for kort til at vi kan si noe om dette er en del av en langsiktig utvikling, men det er naturlig å anta at det innenfor måleperioden har foregått endringer i fryse- og tineforhold som funksjon av både tid og høyde over havet.

Dersom en forutsetter en temperaturgradient der temperaturen avtar 0,6 K for hver 100 høydemeter, kan en framstille et diagram som vist i figur 8. Selv om både den valgte temperaturgradienten og sammenhengen mellom lufttemperatur og tilfrysing i grunnen er usikker, så tyder datasettet på at fryse- og tineeffekten er i endring. Dersom forutsetningene er relativt gode, kan det se ut til at antall fryse/tinesykluser går ned i lavlandet, er ganske stabilt på 400 m o.h. og økende på 800 m o.h.

Generelt kan en si at frysing og tining som forvitrings- og utløsningsmekanisme forflytter seg langsomt oppover i fjellsiden. Klimascenariene med fortsatt temperaturøkning tilsier at denne utviklingen vil vedvare.




**Figur 8: Antall passeringer av 0 °C basert på døgnoppløselige data av lufttemperatur. Modellen antyder en nedgang i fryse/tinesykluser i lavlandet og en økning på 800 m o.h. i måleperioden 1983-2008.**

En gjennomgang av midlere døgnlig variasjon i lufttempertur viser en liten økning fra ca. 6,8K pr. døgn til 7,2K pr. døgn i perioden 1983-2008. Største registrete døgnvariasjon er 21,1K i januar 1993, da temperaturen steg fra -9,6 °C til +11,5 °C innen ett døgn. Dette skyldes en føhnvindeffekt som er typisk for Sunndaløra. [7]

En tilsvarende gjennomgang er gjort for 2008/2009. Dataene viser at det store skredet 24.8.2008 gikk på et døgn med relativt sterk innstråling og stor temperaturvariasjon (14 K). For skredene 5. og 16. juni 2009 var tempertursvingningene mer moderate. Det er uansett vanskelig å knytte temperatursvingningene direkte til f. eks. termisk utvidelse i berggrunnen som utløsende faktor. Like fullt viser dataene at temperatursvingingene generelt er størst om sommeren, og slik sett kan en si at dette oppveier noe for manglende frysing og tining sommerstid. Effekten bidrar sannsynligvis til å opprettholde en viss skredfare året igjennom.

Det er derfor vanskelig å peke på tidspunkter i løpet av året som er mer trygge/farlige enn andre. Utfordringen i forhold til å etablere eventuelle varslingssystemer basert på værforhold, forsterkes ved at det til tross for gode modeller av utløsningsmekanismer, fortsatt vil være vanskelig å beskrive tidsforsinkelsen mellom de ugunstige værforholdene og tidspunktet skredfaren er størst.

## 5. RISIKOVURDERING – OPPDRAGSBESKRIVELSE

Etter det siste store steinskredet den 16.06.2009 ble rv. 70 forbi Oppdølsstranda stengt i påvente av en helhetlig og overordnet risikovurdering. Oppdraget med å gjennomføre denne risikovurderingen ble tildelt Multiconsult AS kort tid etter, i slutten av juni. Frist for innlevering av rapport var satt til 20.07.2009, så det var relativt knapp tid til gjennomføring av oppdraget.

Risikovurderingen skulle omfatte de fire dagstrekningene utenom tunnelene, se figur 3. Dagstrekningene utgjør til sammen ca. 3,3 km veg. Risikovurderingen var begrenset til å gjelde steinskred og steinsprang. Andre typer skred som snøskred, løsmasseskred, flomskred m.m. skulle ikke vurderes.

Den primære målsetningen med risikovurderingen var å vurdere risiko for nye steinsprang / steinskred på de aktuelle dagstrekningene. Oppdraget omfattet imidlertid også vurdering og anbefaling av sikringstiltak, samt muligheter for overvåkning/varsling og trafikkrestriksjoner (f.eks ved spesielle værforhold) for å redusere risikoen.

Forslag til sikringstiltak skulle ta hensyn til at det som permanent rassikringstiltak skal bygges en tunnel som erstatter hele den skredutsatte vegstrekningen. En slik tunnel er under planlegging og kan trolig åpnes innen 2013/2014.

Risikovurderingen som ble gjennomført av Multiconsult skulle inngå som en av flere avveininger som Statens vegvesen ville benytte seg av når det skulle besluttes hvorvidt vegstrekningen fortsatt skulle være stengt, eller om den kunne holdes åpen frem til den nye tunnelen står ferdig.

## 6. UTFØRTE UNDERSØKELSER

### 6.1 Bakgrunnsmateriale

Som en innledende del av Multiconsult sitt oppdrag ble tilgjengelig og relevant bakgrunnsmateriale gjennomgått.

Bakgrunnsmaterialet har i hovedsak bestått av:

- Div. notater utarbeidet av fagpersonell i Statens vegvesen. Notatene omhandler skredhistorikk, beskrivelse og vurderinger av de store skredhendelsene den siste tiden, samt vær- og klimaforhold.
- Rassikringsplan
- Helningskart
- Ortofoto
- Værdata
- Sammenstilling av alle tidligere registrerte skred
- Topografiske kart
- Skråningsprofiler for direkte import i analyseprogrammet RocFall

### 6.2 Befaring

Befaring til Oppdølsstranda ble foretatt torsdag den 2. juli og fredag den 3. juli 2009. Befaringen ble utført av Kjetil Moen (Multiconsult AS), med bistand fra Tore Humstad i Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

Befaring fra båt

Fra morgenen den 2. juli foretok vi en besiktigelse av hele den aktuelle vegstrekningen fra båt på Sunndalsfjorden. Det å betrakte fjellsiden på avstand ga et nyttig bidrag til planleggingen av hvilke områder som skulle undersøkes nærmere fra helikopter.

Helikopterbefaring

Helikopterbefaringen startet litt ut på ettermiddagen den 2. juli. Formålet med helikopterbefaringen var å skaffe best mulig oversikt over områdene, definert som kildeområder for skred og steinsprang som kan ramme Rv. 70. Videre var det en målsetning å skaffe en best mulig dokumentasjon av forholdene i form av fotografier og film.

Det var meget gode befaringsforhold, med klarvær og god sikt. Hele fjellsiden var godt opplyst av sola, med unntak av enkelte nord- og nordvestvendte brattskrenter.

Med på helikopterbefaringen var også Svein Roger Ivarsen fra Relevant Kommunikasjon AS. Han sto for et profesjonelt videoopptak.

I løpet av helikopterbefaringen tok vi ca. 300 digitale bilder av generelt meget god kvalitet, som sammen med filmopptaket (ca. 1,5 time) utgjorde et viktig vurderingsgrunnlag for den påfølgende risikovurderingen. Det ble også foretatt GPS-logging, slik at det i ettertid var mulig å se hvor helikopteret hadde vært til enhver tid.

Befaring langs vegen

Begge befaringsdagene foretok vi befaring av fjellsiden fra den sperrede vegen langs Oppdølsstranda, og ytterligere en del bilder ble tatt. I tillegg ble kikkert benyttet for å studere enkelte partier nærmere. Dette var et nyttig supplement til helikopterbefaring (både ”fugle-” og ”froskeperspektiv”).

### 6.3 Video- og fotoanalyse

Alt foto- og videomateriale fra befaringen ble nøye gjennomgått som grunnlag for generelle og stedspesifikke stabilitetsvurderinger. Video- og fotoanalysen ble videre utført med sikte på å identifisere potensielt ustabile partier og beskrive disse så langt det var mulig, tatt i betraktning at det ikke var foretatt detaljerte undersøkelser på hvert enkelt sted i fjellskrentene.

### 6.4 Numerisk analyse

For bedre å kunne vurdere risiko og forløpet av eventuelle steinsprang, ble det foretatt numerisk modellering av steinsprang langs 21 skråningsprofiler, fordelt på de fire delstrekningene.

Til den numeriske analysen benyttet vi dataprogrammet *RocFall*, som er utviklet av *Rocscience inc.* i Canada. Dette er et statistisk analyseprogram, spesielt beregnet på risikoanalyse av steinsprang i bratte skrenter. Programmet beregner steinsprangets energi, hastighet og bane/spranghøyde langs hele skråningsprofilet, samt steinsprangets endepunkt.

I alt 21 stk. terrengprofiler er generert fra digitalt kart og importert direkte inn i analyseprogrammet RocFall. Hvert enkelt profil er tillagt materialegenskaper som vi har bestemt på bakgrunn av fotografier av fjellskrentene. Segmenter av profilene har forskjellige

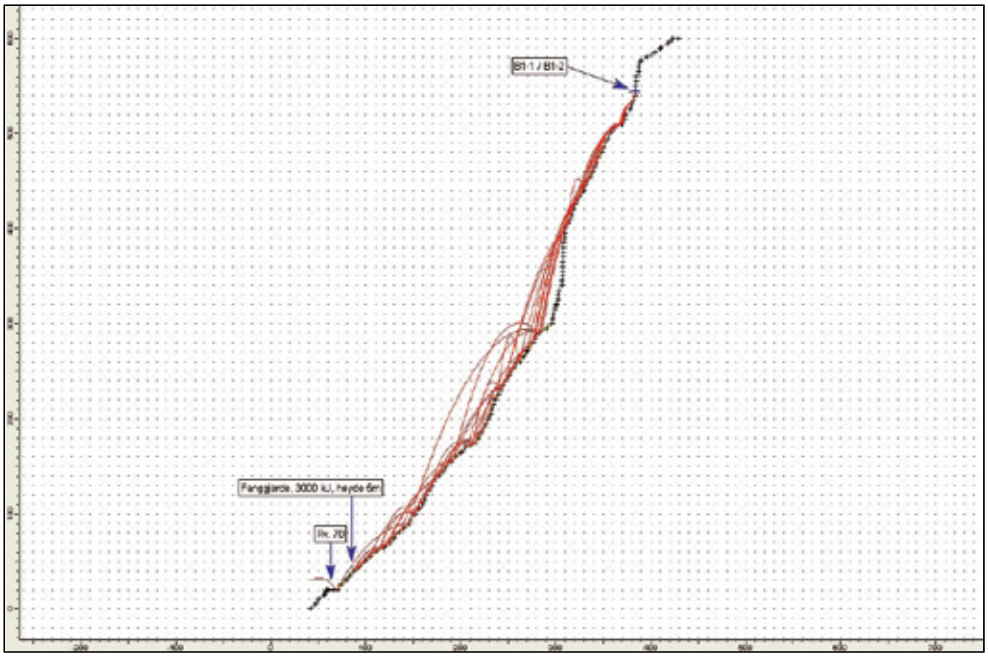
materialegenskaper avhengig av om underlaget består av fast fjell, urmasser eller jord, med eller uten vegetasjon.

Observerte eller tenkte lokaliteter i et kildeområde for steinsprang er plottet på det tilhørende profilet. Steinblokkene som simuleres tillegges vekt (kg) i henhold til observasjoner, evt. ut fra forventet blokkstørrelse som kan komme ned til vegen. Det antas i denne sammenheng en viss fragmentering av blokkene i forhold til opprinnelig blokkstørrelse *in situ* i løsneområdet.

Når simuleringen av steinsprang kjøres, vil sannsynlige rasbaner avtegnes som røde streker. Analysen er basert på statistiske beregninger slik at det vil bli noe forskjellige resultater fra gang til gang. Etter at det er kjørt en del simuleringer, vil det være mulig å danne seg et bilde av steinsprangets mest sannsynlige forløp og endepunkt (utløpsdistanse).

Programmet tillater inntegning av barrierer som simulerer fanggjerder. På bakgrunn av rasbanens forløp og steinsprangets totale energiforløp kan fanggjerdenes optimale plassering bestemmes. Videre kan fanggjerdenes høyde og energikapasitet legges inn i beregningsmodellen. Simuleringene vil da kunne avsløre om det er fare for at et steinsprang kan hoppe over fanggjerdet eller bryte igjennom det. På denne måten kan fanggjerdenes nødvendige høyde og energikapasitet dimensjoneres, og behov for flere parallelle gjerdelinjer avdekkes. Et eksempel på en simulering i RocFall er vist i figur 9.

Vi understreker at den numeriske modelleringen kun er benyttet som et supplement til de faglige og erfaringsmessige vurderinger som er gjort underveis i utredningsarbeidet. Det er mange feilkilder knyttet til bestemmelsen av inngangsparametre, slik at beslutninger mht. sikringstiltak gjøres ikke på grunnlag av den numeriske analysen alene.




**Figur 9: Eksempel på numerisk modellering i RocFall.**

# 7. BESKRIVELSE AV OMRÅDET

## 7.1 Topografi

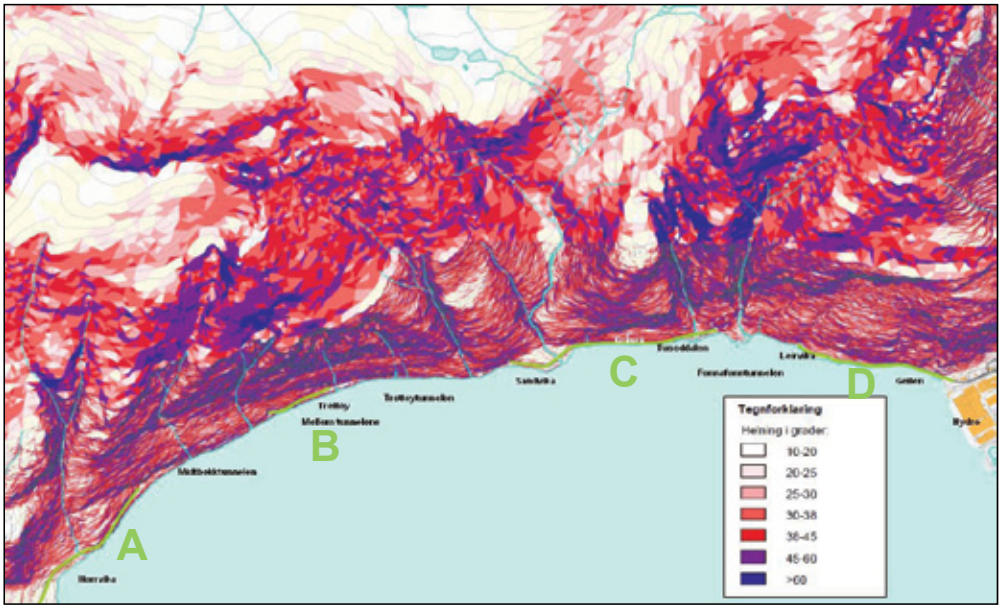
Fjellsiden langs Oppdølsstranda stiger fra Sunndalsfjorden (kt. 0) opp til 1400 – 1550 m.o.h. og fjelltoppene Fulånebba (1428 m.o.h.) og Hovsnebba (1554 m.o.h.). Rv.70 ligger på kt. 10 – 20 og følger strandkanten og foten av fjellsiden.

Den generelle, gjennomsnittlige helning i fjellsiden ligger i området 40 - 50°, men lokalt varierer helningen fra ganske flatt (ca. 10°) til steilt (90°).

Langs vegen er det flere steder vertikale fjellskjæringer med høyde opptil 10 – 15m.

Der skråningshelningen er opptil ca. 45° er fjellsiden for det meste dekket av løsmasser og bevokst med trær. I steilere partier er det stort sett blottlagt berg og beskjedent med vegetasjon. Det er observert en rekke brattskrenter som er nær vertikale, og som lokalt har overheng. Det er naturlig nok disse brattskrentene som er viet størst oppmerksomhet når det gjelder identifisering av kildeområder for steinskred / steinsprang.

Se for øvrig utsnitt av helningskartet i figur 10. Kildeområder for skred og steinsprang er generelt bratte skrenter der helningen er over 45°. På helningskartet er helning 45 – 60° markert med lilla farge, mens helning over 60° er markert med blå farge.




**Figur 10: Utsnitt av helningskart som viser hvordan helningsforholdene er i fjellsiden ved Oppdølsstranda. Legg spesielt merke til de lilla og blå feltene. Dette er områder med hhv. 45 – 60° og mer enn 60° helning, og følgelig de mest utsatte områdene mht. utløsning av steinskred og steinsprang. [Kilde: Statens vegvesen]**

### 7.2 Geologi

Berggrunnen består i all hovedsak av forskjellige typer gneisbergarter. Lokalt er feltspatmineralene i gneisen omdannet og har vesentlig lavere mekanisk styrke enn gneis for øvrig. Både stedvis redusert mekanisk styrke og markert oppsprekning gjør at berggrunnen er ekstra utsatt for forvitring, noe som igjen kan føre til skred og steinsprang.

Bergartens oppsprekningsmønster er meget variabelt innenfor det kartlagte området. Det er ikke utført noen detaljert sprekkekartlegging, men det er registrert tre sprekkesett bestående av markerte sprekker som følger et tilsynelatende gjentagende mønster mht. orientering.

Berggrunnen er gjennomsatt av en rekke svakhetssoner som på overflaten gjenkjennes som kløfter og dype furer i terrenget. Bergkvaliteten i svakhetssonene kan være svært dårlig.

I høyfjellet og øvre deler av fjellsidene (over ca. 600 m.o.h.) er det stort sett bart fjell og usammenhengende eller tynt løsmassedekke. I de skogkledde skråningene ned mot Sunndalsfjorden er det humus- / torvdekke over berggrunnen. I tillegg er det en del urmasser / skredmateriale i skråninger under steile bergvegger. Ved Oppdøl er det en breelvavsetning og ved utløpet av Sandvikselva er det en elveavsetning.

### 7.3 Vegetasjon

Det er mye vegetasjon i form av skog i fjellsidene langs rv. 70 forbi Oppdølsstranda. Skogen består dels av løvtrær, og dels av bartrær. I tillegg til skog er det vegetasjon i form av busker og torv / skogbunn.

Over kt. 600 – 800 er det sparsomt med vegetasjon, kun tynt torvlag og mindre busker / lyng.

Relatert til skredhendelser kan vegetasjon ha både positiv og negativ effekt. I potensielle løsneområder kan trær og busker ha en negativ effekt, fordi disse har røtter som kan vokse ned i bergsprekker og gi rotsprengning. I skredbanen nedenfor de potensielle løsneområdene vil derimot all vegetasjon (spesielt trær/skog) ha en positiv effekt, siden den bidrar til en dempning av skredenergien og i mange tilfeller stopper skredet / steinspranget.

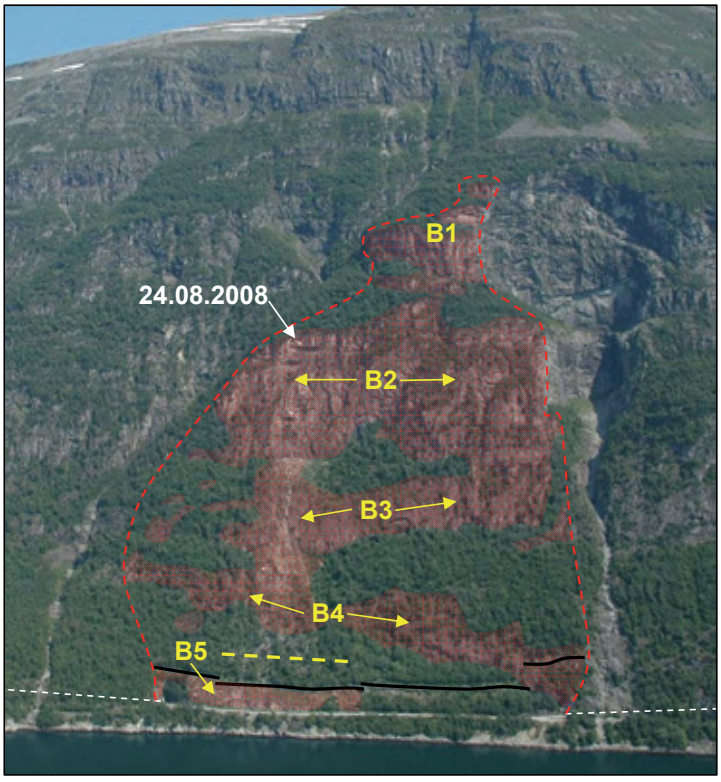
## 8. IDENTIFISERING OG BESKRIVELSE AV RISIKOOMRÅDER

For hver av delstrekningene A, B, C og D er fysiske risikoområder identifisert og beskrevet ved å benytte følgende metode / fremgangsmåte:

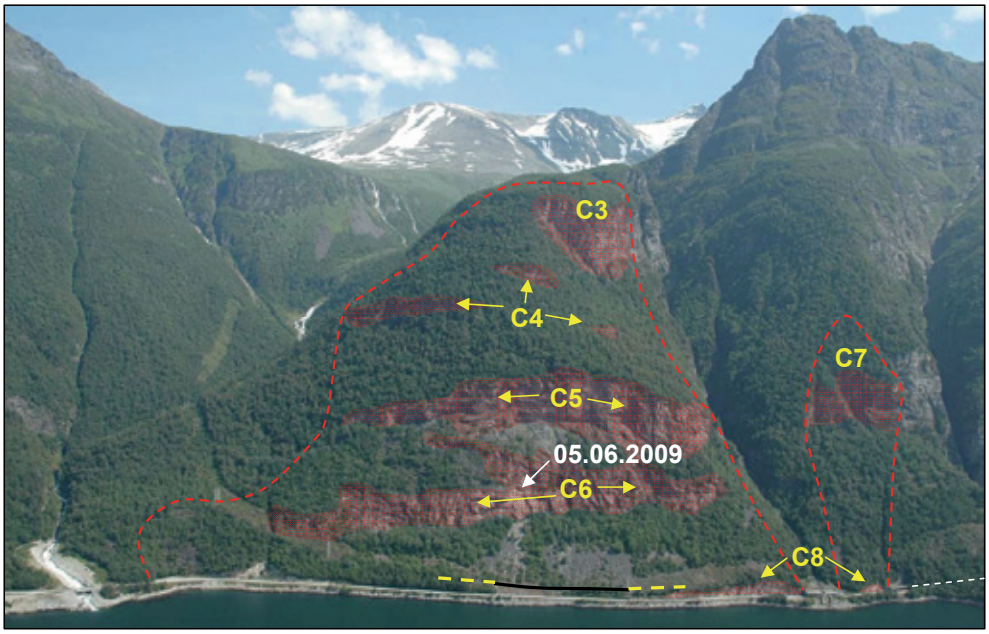
1. Undersøkelser er utført som beskrevet i kap.6.
2. For hver delstrekning har vi identifisert / definert et område av fjellsiden som antas (primært ut fra topografiske forhold) å være relevant å vurdere mht. fare for skred / steinsprang som kan tenkes å true vegen. Omrisset av disse områdene eller ”faresonene” er markert med rød stiplet strek på oversiktsbildene i figur 11 – 13. Kun delstrekning B, C og D er vist her.
3. Innen hver delstrekning er det videre identifisert flere områder i fjellsiden som kan inneholde mulige løsneområder for steinskred og steinsprang. Dette er bratte fjellskrenter, bergvegger og skjæringer som vi med et samlebegrep kaller *kildeområder*. Mulige kildeområder er markert med rød skravur på oversiktsbildene i figur 11 – 13. For hvert kildeområde er det foretatt en generell stabilitetsvurdering.

4. I den grad det innenfor de forskjellige kildeområdene er observert enkeltblokker og bergpartier som kan betraktes som ustabile, er det gitt en beskrivelse og stabilitetsvurdering av disse. Noen eksempler er vist i figur 14. Kortsiktig risiko (sannsynlighet for utrasing innen 5 – 10 år) er vurdert for de fleste tilfellene som er observert.
5. Sannsynlighet for at skred og steinsprang fra de viktigste kildeområdene skal kunne ramme rv. 70 forbi Oppdølsstranda er vurdert med støtte av analyseprogrammet RocFall, jfr. kap. 6.4.

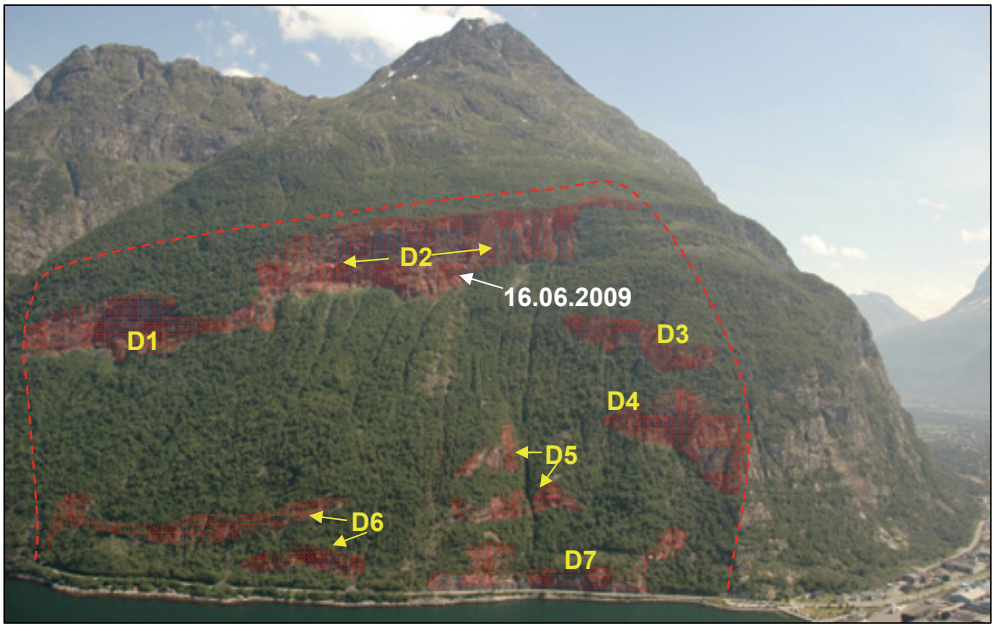
Der det er påvist potensielt ustabile forhold, har vi foretatt en vurdering av mulige sikringstiltak som kan bidra til redusert risiko.



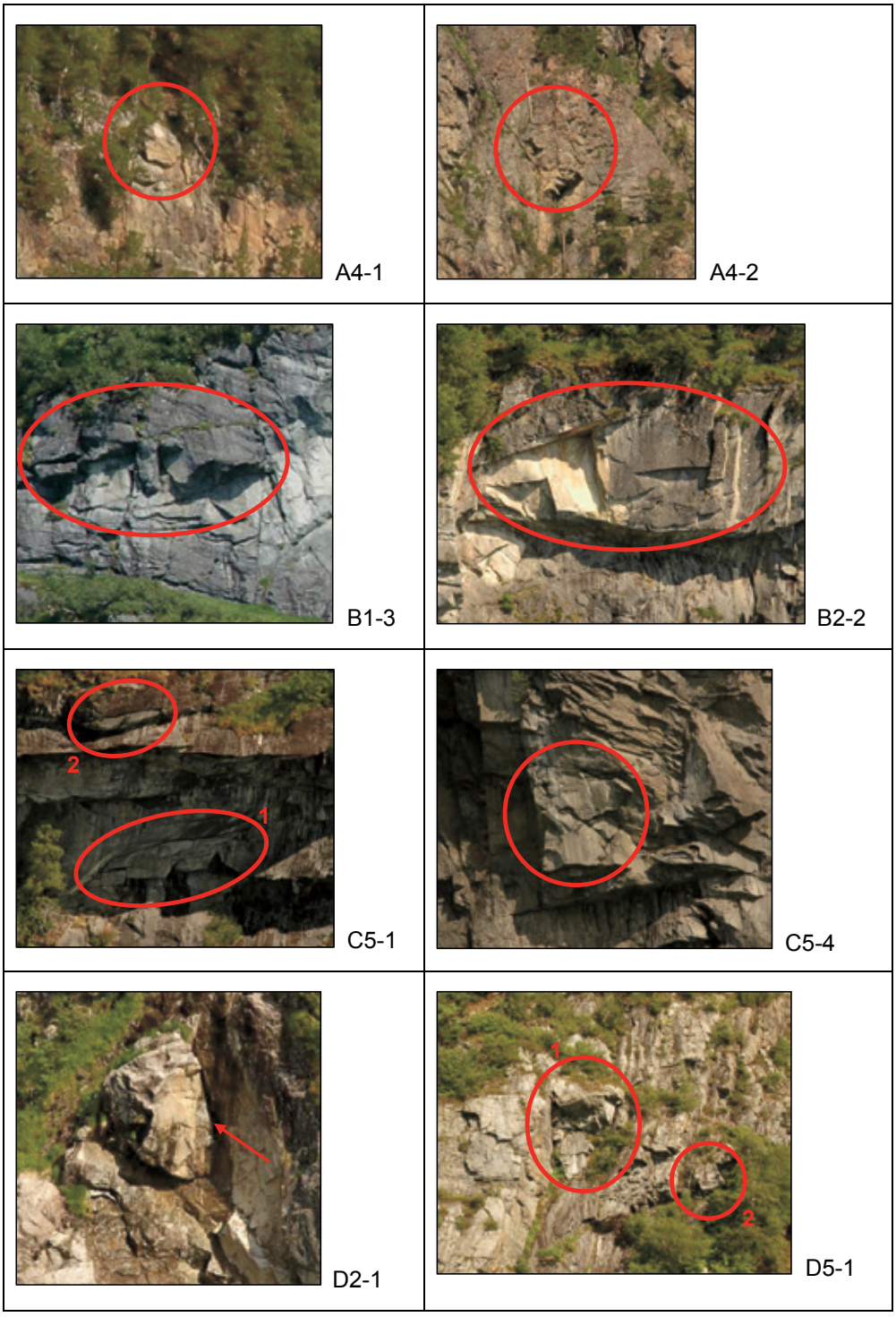

**Figur 11: Oversiktsbilde over fjellsiden ved delstrekning B, med markering av risikoområde (rød stiplet strek) og kildeområder (rødskraverte felter) for steinskred og steinsprang. Hvit pil markerer løsneområde for steinskredet som gikk den 24.08.2008. Heltrukne svarte streker markerer eksisterende fanggjerder, mens gul stiplet strek markerer anbefalt supplerende fanggjerde (foto: Multiconsult AS)**




**Figur 12: Oversiktsbilde over fjellsiden ved delstrekning C, del 2. Risikoområder er markert med rød stiplet strek og kildeområder for steinskred og steinsprang er markert med rødskraverte felter. Hvit pil markerer løsneområde for steinskredet som gikk den 05.06.2009. (foto: Multiconsult AS)**




**Figur 13: Oversiktsbilde over fjellsiden ved delstrekning D, med markering av risikoområde (rød stiplet strek) og kildeområder (rødskraverte felter) for steinskred og steinsprang. Hvit pil markerer løsneområde for steinskredet som gikk den 16.06.2009. (foto: Multiconsult AS)**




**Figur 14: Eksempler på observerte enkeltblokker og bergpartier som er vurdert som ustabile.**

## 9. VURDERING AV TOTALRISIKO

Med vurdering av totalrisiko mener vi her risiko for at skred og steinsprang skal komme ned på vegen, hele vegstrekning forbi Oppdølsstranda sett under ett. Begrepet *risiko* er et produkt av *sannsynlighet* og *konsekvens*, men i vår vurdering ligger hovedvekten på vurdering av sannsynlighet; Sannsynlighet for at skred og steinsprang skal oppstå og sannsynlighet for at tilsvarende hendelser skal ramme vegen. Nær sagt et hvert steinskred eller steinsprang av litt størrelse som treffer vegen kan få alvorlige konsekvenser, både dersom det treffer trafikant/kjøretøy, eller ved at trafikant/kjøretøy kjører inn i skredmasser med stor hastighet. En inngående vurdering av konsekvensbildet er foretatt av Statens vegvesen, og har omfattet både statistiske og trafikktekniske analyser, som supplement til de ingeniørgeologiske vurderingene som er utført av Multiconsult.

Skredhistorikken som foreligger for rv. 70 forbi Oppdølsstranda tilsier at det vil fortsette å komme steinskred og steinsprang ned på vegen også i fremtiden. Vi har anbefalt en del sikringstiltak i fjellsidene, som vi mener vil gi en viss reduksjon av risikoen i forhold til dagens situasjon. Denne risikoen kan imidlertid, uansett sikringsomfang, ikke fjernes helt, inntil all trafikk er flyttet over til den nye tunnelen som skal erstatte den skredutsatte vegstrekningen. Dette gjelder for alle typer skredhendelser, fra mindre steinsprang til større steinskred som de 24.08.2008, 05.06.2009 og 16.06.2009.

For trafikanter på rv. 70 mellom Sunndalsøra og Oppdøl er det kanskje uvesentlig hvilken delstrekning som er mest utsatt mht. skredrisiko. Folk skal jo gjerne kjøre hele vegstrekningen når de først kjører inn på den fra en av sidene. Vi har likevel forsøkt oss på en rangering av delstrekningene, fra høyest til lavest risiko:

1. Delstrekning C (Trettøytunnelen – Fonnafonntunnelen)
2. Delstrekning B (Midtbekktunnelen – Trettøytunnelen)
3. Delstrekning D (Fonnafonntunnelen – Sunndalsøra)
4. Delstrekning A (Horrvika – Midtbekktunnelen)

Rangeringen tar hensyn til effekten av eksisterende sikringstiltak (primært fanggjerder). Delstrekning B er nok den som opprinnelig hadde høyest risiko, før hele delstrekningen ble sikret med fanggjerder.

Gjennom utførelse av anbefalte sikringstiltak er det en målsetning å få den samlede risiko for hele vegstrekningen ned på et akseptabelt nivå, for en mulig opprettholdelse av noenlunde normal trafikk frem til den nye tunnelen står ferdig.

Beslutningen om hvorvidt rv. 70 forbi Oppdølsstranda skulle åpnes for trafikk igjen, har ligget utenfor Multiconsult sitt ansvarsområde. Behovet for utførelse av sikringstiltak har imidlertid bygget på en forutsetning om at vegen skulle kunne åpnes igjen, for en relativt begrenset periode på inntil ca. 5 år.

## 10. SAMMENSTILLING AV ANBEFALTE SIKRINGSTILTAK

Vi gjentar at vurderingene mht. aktuelle sikringstiltak er gjort ut fra et scenario der vegen forbi Oppdølsstranda er midlertidig åpen for tilnærmet normal trafikk, og under forutsetning av at all trafikk flyttes over til den nye tunnelen når den etter planen skal stå ferdig innen ca. 5 år.

I tabell 2 på neste side har vi sammenstilt alle anbefalte sikringstiltak på de 4 delstrekningene, og tilordnet sikringstiltakene prioriteter som er tenkt å innebære følgende ihht. tabell 1:

**Tabell 1: Prioritetsklasser for utførelse av sikringstiltak.**

| PRIORITET | TIDSPERSPEKTIV OG VURDERINGER MHT. UTFØRELSE AV SIKRINGSTILTAK |
|---|---|
| 1 | **Strakstiltak: Anbefalt sikringstiltak må utføres så raskt som mulig, før en eventuell åpning av vegen.** |
| 2 | **Anbefalt sikringstiltak bør utføres så raskt som mulig, men er ikke forutsatt ferdigstilt innen vegen eventuelt åpnes igjen.** |
| 3 | **Opsjonelle sikringstiltak: Behov for sikringstiltak vurderes underveis i prosessen med tiltak av prioritet 1 og 2.** |

**Tabell 2: Sammenstilling av alle anbefalte sikringstiltak, tilordnet prioritetsklasser for utførelse.**

| Delstrekning | Prioritet | Anbefalt sikringstiltak |
|---|---|---|
| A | 2 | Systematisk spettrensk i fjellskjæringer og lavereliggende brattskrenter (kildeområde A7 og A9). |
| | 3 | Andre typer sikringstiltak (f.eks. fjellbolter) i kildeområde A7 og A9, på bakgrunn av inspeksjon. |
| B | 2 | Fanggjerde, min. energikapasitet 3000 kJ / min. høyde 5m. Lengde 100 – 150m. Plasseres ovenfor eksisterende fanggjerde, som vist på oversiktsbilde i figur 11. |
| | 2 | Kontrollrensk i fjellskjæring (kildeområde B5) og lavereliggende brattskrent (nedre høyre del av kildeområde B4) på undersiden av eksisterende fanggjerder. |
| | 3 | Andre typer sikringstiltak (f.eks. fjellbolter) i kildeområde B4 og B5, på bakgrunn av kontrollrensk / inspeksjon. |
| C | 1 | Rensk (spettrensk, nedsprengning, luftpute eller sleggerensk fra helikopter) av følgende lokaliteter i kildeområde C5 og C6: C5-1(2), C5-4, C6-1 og C6-4. Andre antatt ustabile partier som oppdages i de samme områdene forsøkes også rensket ned. Sikring på stedet i form av f.eks. fjellbolter vurderes som alternativ til rensk. |
| | 2 | Forlengelse av fanggjerde med ca. 50m til hver side, som vist på oversiktsbilde i figur 12. Min. energikapasitet 3000 kJ / min. høyde 5m. |
| | 2 | Kontrollrensk i kildeområde C1. Nærmere undersøkelse, og evt. sikring av lokalitet C1-1. |
| | 3 | Oppgradering av eksisterende fanggjerde til min. energikapasitet 3000 kJ / min. høyde 5m. |
| D | 1 | Rensk av lokalitet D2-1, (ved hjelp av luftpute eller sprengning). Betinger tilkomst for folk og utstyr. Andre antatt ustabile partier som oppdages i det samme området, forsøkes også rensket ned, evt. sikret på stedet. |
| | 2 | Nærmere undersøkelse og eventuelt sikring (rensk, bolting eller lignende) av lokalitetene D5-1, D6-1 og D7-1. |
| | 3 | Revurdering av et evt. fanggjerde nedenfor midtre / søndre del av kildeområde D2. |

## 11. GJENNOMFØRING AV SIKRINGSTILTAK

Med utgangspunkt i risikovurderingen og rapporten fra Multiconsult besluttet Statens vegvesen en trinnvis gjennomføring av fysiske sikringstiltak :

- Mens vurderingene pågikk: Rensk og øvrige tiltak ved skjæringer og tunnelpåhugg.
- Etter vurderingene, men før åpning: Utsprenging av større fjellblokker i fjellsiden.
- Etter åpning, men med kolonnekjøring: Etablering av fanggjerder.

Rensk og øvrige tiltak i skjæringer og tunnelpåhugg langs hele strekningen ble gjennomført mens vurderingene pågikk, fordi vegen allikevel var stengt og fordi drøyt halvparten av hendelsene med oppgitt løsneområde kom fra disse kildene. Langvarig forvitring og generelt lite sikring i skjæringene gjorde det forholdsvis enkelt å renske ned løse blokker. Et klatrelag fra Betongrenovering Drift AS utførte arbeidet. Ettersom vegen om få år blir avløst av tunnel, ble det ikke satt i gang bolting, men utviklingen i skjæringene skal i stedet følges opp hver vår fram mot tunnelåpning. Ved det sørlige påhugget på Trettøytunnelen (område C), ble det i tillegg satt opp en ledekant for å hindre mindre steinsprang ned på vegen fra løsneområder nær tunnelpåhugget (figur 15). Dette arbeidet ble utført av Mesta Drift AS og Bredesen Graving & Transport AS.

**Figur 15: Ved sørlige påhugg av Trettøytunnelen ble det utført rensk og etablering av ledekant for å hindre nedfall av mindre blokker på veg (foto: Mesta Drift AS).**

I neste trinn fortsatte arbeidet med utsprengning av i alt fem fjellblokker i størrelsesorden 5-50 $m^3$. To av blokkene var lokalisert til ca. 200 m.o.h. i kildeområde C5, to til ca. 100 m.o.h. i kildeområde C6, og èn til ca. 450 m.o.h. i kildeområde D2 (se figur 16). Utsprengningen ble utført av samme klatrelag fra Betongrenovering Drift AS og foregikk med hjelp av dynamittladninger som ble plassert på åpne sprekkeflater. Der det var mulig ble det ladet så kraftig at blokkene knuste høyt oppe i fjellsiden. Formålet med dette var å unngå nye skader på veg og kraftlinjer. Bare en av de fem blokkene nådde vegen.

**Figur 16: Inspeksjon etter vellykket utsprenging av sprekkeavløst fjellblokk "C5-1 (2)", jfr. fig. 14 (foto: Betongrenovering).**

Da de to første trinnene av de fysiske sikringstiltakene var gjennomført, ble det åpnet for trafikk langs strekningen. Dette skjedde 31.08.2009 i form av kolonnekjøring så lenge det foregikk arbeid på strekningen. Utenom arbeidstid ble det åpnet for fri ferdsel. Som et risikoreduserende tiltak, ble det innført midlertidig forbud for busser å kjøre med passasjerer forbi strekningen. I samme periode ble det opprettholdt båttransport mellom Sunndalsøra og Oppdøl.

Som tredje trinn av de fysiske tiltakene ble det besluttet å montere et nytt 130 m langt fanggjerde som er dimensjonert for et energiopptak på 5000 kJ mellom Midtbekk- og Trettøytunnelen (i område B). Valgt høyde er 7 m. Det nye gjerdet vil stå i bakkant av eksisterende 3000 kJ gjerde (som ble montert i 2008) og på denne måten gi en ekstra barriere for et eventuelt nytt skred fra stor høyde.

Ved Sandvikstranda (i område C) ble det besluttet å forlenge eksisterende 1500 kJ gjerde med 60 m i hver retning. Det forlengede gjerdet er dimensjonert for et energiopptak på 3000 kJ og får en høyde på 5 m.

Begge gjerdene er levert av Trumer Schutzbauten og blir montert av Betongrenovering Drift AS. Gjerdene er testet i Ertzberg i Østerrike.

I forkant av arbeidet med montering av gjerdet i området B, ble sleggerensk fra helikopter benyttet til å ta ned en ca. 5 $m^3$ avløst steinblokk. Dette ble utført som arbeidssikring. Metoden består av en 1,8 tonn stålkule som henger i wire fra helikopter (i dette tilfellet Super Puma) og slås som en pendel mot løse bergpartier (figur 17).

**Figur 17: Airlift AS utfører sleggerensk i det bratte løsneområde 400 m over dagstrekningen mellom Midtbekktunnelen og Trettøytunnelen (lok. B2-2, jfr. fig. 14). (Foto: Statens vegvesen)**

Metoden er utviklet og ble gjennomført av Airlift AS. Sleggerensken ga vellykket resultat, da den hele den aktuelle blokken løsnet etter 4-5 treff med kulen. Den nedrenskede blokken delte seg i skredbanen og ble fanget opp av eksisterende fanggjerde (se figur 18).

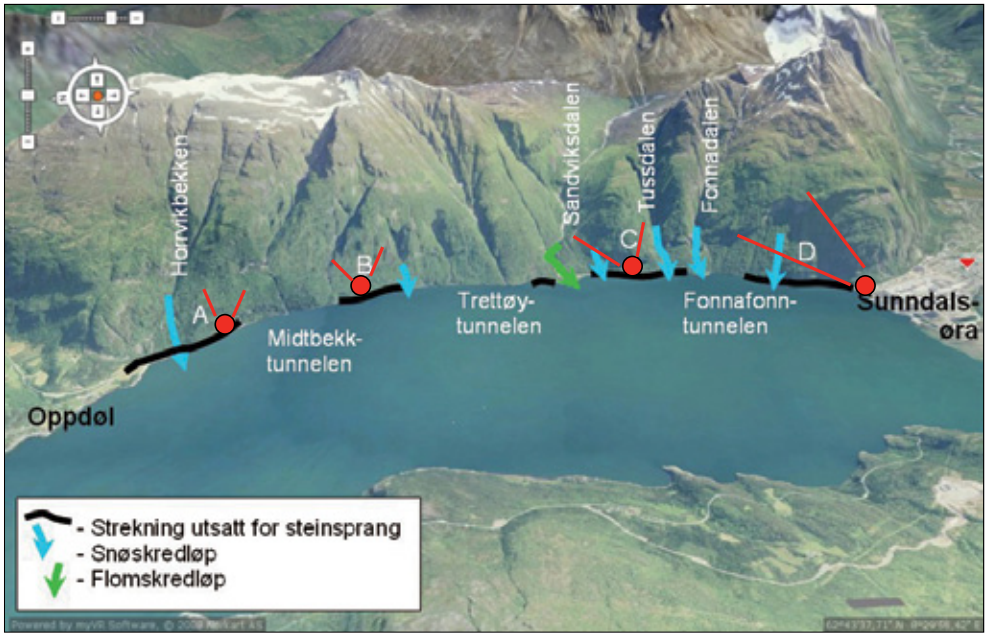
**Figur 18: Blokken som ble rensket ned av sleggen endte opp i eksisterende fanggjerde på bildet (3000 kJ). Noe steinsprut spratt over gjerdet og ned på vegen. Det nye fanggjerdet (5000 kJ) skal monteres i bakkant (foto: Statens vegvesen).**

# 12. ORGANISATORISKE TILTAK FOR RISIKOREDUKSJON

## 12.1 Radarkartlegging

Statens vegvesen Region midt har inngått avtale med Åknes/Tafjord Beredskap IKS og det italienske firmaet Ellegi SRL om levering av radarkartlegging av de fire kildeområdene. Målingene utføres ved hjelp av SAR (Synthetic Aperture Radar). Radarteknologi er de senere årene utviklet for overvåking av terrengnedsynking, ras og andre geologiske farer. Teknologien har revolusjonert overvåking av setninger og fjellskred i Norge. Målet med undersøkelsene er nå å identifisere blokker og bergpartier med målbar bevegelse på mm-nivå. Dersom slike områder identifiseres skal nærmere undersøkelser utføres før eventuelle nye tiltak iverksettes.

Målingene skal i første omgang utføres ved hjelp av to målekampanjer, der den første begynner i november 2009. Det skal måles fra bakken nedenfor kildeområde A9, B1, B2, C5, C6 og D2. Radaren skal måle fra 4 oppstillingsplasser (figur 19).

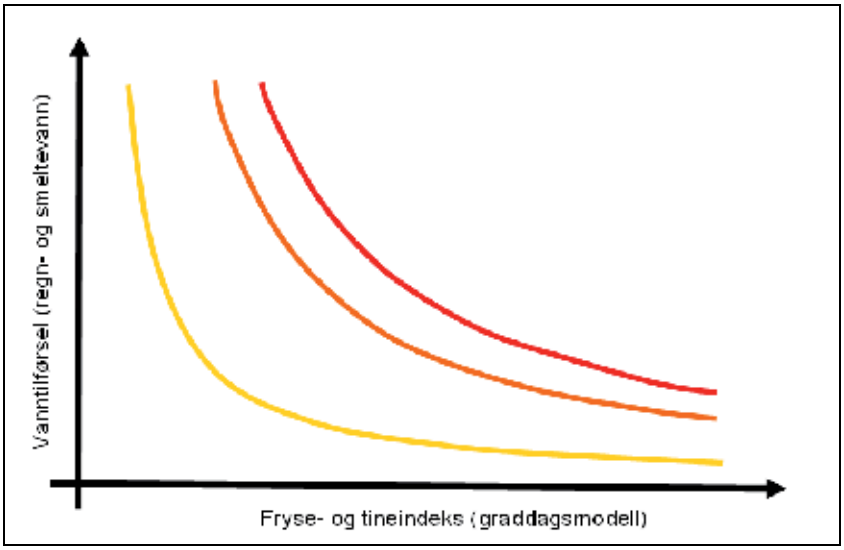



**Figur 19: Plassering av radarmålinger med fire oppstillingsplasser for radar.**

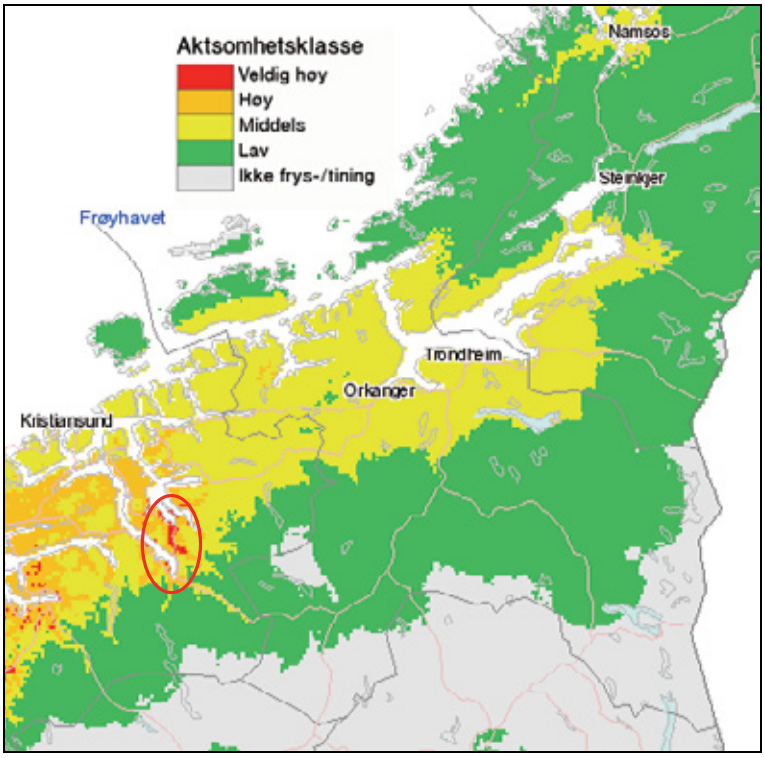
Sannsynligvis vil radarmålinger i første omgang egne seg bedre til kartlegging enn til varsling. Dersom en blokk får registrert en viss bevegelse, så kan denne håndteres videre, enten i form av rensk/sikring eller ved mer detaljert overvåkning. Radar brukt direkte i overvåkning uten at en har skaffet seg erfaring med metoden, kan neppe gi noen garanti for risikoreduksjon. Oppdølsstranda er uansett et godt egnet pilotprosjekt for å prøve dette nærmere. Ved et eventuelt vellykket resultat, kan dette på sikt bidra til en ytterligere risikoreduksjon for Oppdølsstranda og senere tilsvarende overvåkningsobjekter.

## 12.2 Aktsomhet og beredskap ved ugunstige værforhold

Statens vegvesen Region midt benytter et system for beredskap mot ugunstige værsituasjoner. Dette er i første omgang rettet mot tiltak knyttet til ekstrem nedbør. Samtidig pågår det i etatsprogrammet "Klima og Transport" et arbeid med å etablere aktsomhetskart for flere ugunstige værtyper. Blant annet foreligger det et forslag til terskelverdier for regional steinsprangfare (figur 20). I dette forslaget kombineres interpolerte temperaturdata og hydrologiske data fra grid-modellen i SeNorge.no. For hvert døgn blir det produsert et kart som gis fargekoder etter aktsomhetsklasser (figur 21). Dette forslaget skal testes opp mot historiske og framtidige hendelser ved Oppdølsstranda.




**Figur 20: Eksempel på prinsipp for terskelverdier i forsøk på å modellere utløsningsmekanismer ved steinsprang. Kart som framkommer av slike terskelverdier er vist i figur 21. (Illustrasjon: Statens vegvesen)**




**Figur 21: Eksempel på aktsomhetskart for steinsprangfare som kombinerer data om fryse- og tineprosesser med regn- og smeltevannsdata. Utsnittet gjelder historiske data fra 31.12.2004 da et større steinsprang traff vegen på Oppdølsstranda (Illustrasjon: SeNorge/Føre var).**

## 12.3 Periodisk gjennomgang av skjæringer og fanggjerder

På grunn av de spesielle problemstillingene ved Oppdølsstranda, vil Statens vegvesen Region midt ha et spesielt fokus på utviklingen i årene framover mot tunnelåpning. Skjæringer skal gås over med jevne mellomrom (for eksempel hver vår) for å få oversikt over eventuell negativ utvikling i stabiliteten. Det kan bli aktuelt å gjennomføre rensk på grunnlag av observasjoner. Fanggjerdene skal også gås over med jevne mellomrom, og nedfall bak disse skal registreres. Dette vil bidra til mer kunnskap om aktiviteten i løsneområdene og verifisere effekten av evt. radarmålinger. Videre skal det ved innrapportering av nye hendelser gjøres en spesiell vurdering med å se disse i sammenheng med vurderingene og klassifiseringene gitt i Multiconsult sin overordnede risikovurdering.

## 13. REFERANSER


[1] Karlson, Kåre Ingolf (Statens vegvesen); Notat vedr. steinsprang km 5,5 i 2006, 15.03.2006.

[2] Johansen, Jan Arild (Statens vegvesen); Foredrag ”Ras Oppdølsstranda – Beslutnings-prosess, vurdering av risiko – Tiltak”, Kursdagene ved NTNU 6 – 7.01. 2009.

[3] Humstad, Tore (Statens vegvesen); Notat ”Synfaring etter steinsprang på Oppdølsstranda 5/6-2009”, 08.06.2009.

[4] Humstad, Tore (Statens vegvesen); Notat ”Steinsprang på rv. 70 Oppdølsstranda 16/6-2009 - Rapport etter befaring 17/6”, 17.06.2009.

[5] Nilsen, Martin Weme (Statens vegvesen); Notat 05 ”Skredrisiko for rv. 70 forbi Oppdølsstranda - Værforhold ved registrerte steinsprang”, 07.07.2009.

[6] Humstad, Tore (Statens vegvesen); Notat 04 ”Skredrisiko for rv. 70 Oppdølsstranda - Skredstatistikk pr. juni 2009”, 07.07.2009.

[7] Humstad, Tore (Statens vegvesen); Notat 09 ”Skredrisiko ved rv. 70 Oppdølsstranda – Gjennomgang av klimadata fra Sunndalsøra III”, 08.07.2009.

[8] Karlson, Kåre Ingolf (Statens vegvesen); Opplysninger om fanggjerdene ved Oppdølsstranda, e-post 10.07.2009.

[9] Statens vegvesen, Region midt; Underlag til Rassikringsplan, skredhendelser ved Oppdølsstranda, 2007 /2008.

[10] Reinset, Ola Arild (Mesta AS); Møte / samtale vedr. tidligere skredhendelser på rv. 70 ved Oppdølsstranda, 03.07.2009.

[11] Moen, Kjetil (MULTICONSULT AS); Rapport 119654-1 ”Risikovurdering av rv. 70 forbi Oppdølsstranda, ingeniørgeologisk rapport”, 17.07.2009.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

**LEDERENS 10 MINUTTER**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# BERGMEKANIKK OG BERGSIKRING FOR EN KNUSEHALL I RANA GRUBER, NORGE

# Rock Mechanics Issue and Rock Support Practice for a Crusher Hall at Rana Gruber, Norway

Nghia Quoc Trinh SINTEF-Byggforsk
Arne Myrvang SigmaH
Pål Drevland Jakobsen SINTEF/NTNU
Susanne Nævermo Sand Rana Gruber AS

## SAMMENDRAG

Rana Gruber er en jernmalmgruve i Nord-Norge, 30 km øst for Mo i Rana. Gruva ligger i foliert gneis og malmkroppen er ca 70 meter bred og mer enn 300 meter dyp. På grunn av dyp inntrengning forventes det å redusere gruvedriftkostnadene ved å endre gruveteknikken til skiverasbryting. Mange underjordsarbeider har vært sett på som feltort, transport tunneler, bore tunneler, sjakter etc. Denne artikkelen er derimot begrenset til bergmekaniske problemer og løsninger for en knusehall. Hallen er 14 meter bred og 23 meter høy og er designet for å motstå høye horisontale spenninger i en elastisk oppførende bergmasse. Numeriske modeller er laget for drivesekvenser og sikring.

## SUMMARY

The Rana Gruber is an iron mine in the North of Norway, 30 km east of Mo I Rana. The mine is located in a foliated gneiss host rock, and the ore body is about 70 m wide and more than 300 m deep. Due to deep penetration, it is expected to reduce the mining cost by changing the mining technique to sub-level caving. Many underground works have been considered such as field tunnel, transport tunnels, drilling tunnels, shafts and etc. However, this paper is limited to discuss some rock mechanic problems and solutions related to crusher hall only. The hall is 14 m wide and 23 m high, and need to be designed to accommodate the high horizontal stress and in an “elastic behaviour” rock mass. Numerical models are built to carry out the task. With appropriate approach, the rock mass property is obtained and can be used for an “elastic behaviour” rock mass. Excavation stage and rock supports for this hall are also modelled.

## 1. INTRODUCTION

Rana Gruber is an iron mine, located about 30 km east of Mo I Rana, owned by Rana Gruber AS. The mine has been in activity for more than 200 years and open pit mining has been used. However, a new ore body of about 70 m wide, 1 km long and penetrating more than 300 m deep requires a different excavation method. Due to deep penetration and thin body, it is more economic to apply the sub-level caving technique and the owner has decided to go for this option.

To accommodate the sub-level caving mining method, number of underground works need to be planned. The structures are including transport tunnels, field tunnels, drilling tunnels, shafts and crusher hall (Figure 1).

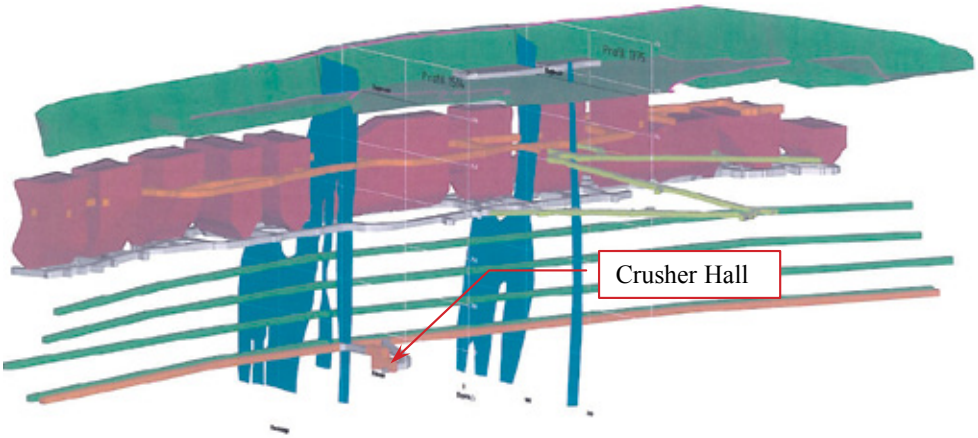



**Figure 1**: Ore body – 3D and related underground works (from Rana Gruber AS)

Due to the complexity of the whole system and many issues need to be solved, this paper is limited to some rock mechanic issues and solutions for the crusher hall only.

The crusher hall has a large dimension, and the largest cross section is 14 m wide and 23 m high. This hall is located about 300 m below the surface and about 120 m distance from the ore body excavation, so it may be in the affected stress area. In addition to that, the whole area is subjected to a high horizontal stress. Many rock bursting incidents in the excavating infrastructure tunnel suggests that the crusher hall should be carefully studied.

## 2. HIGH HORIZONTAL STRESS AND "ELASTIC BEHAVIOUR" ROCK MASS

At the time of this study, more than 4 km of the infrastructure tunnel has been excavated. The tunnel is started at ground surface of about 420 m ASL and already reached to elevation of 123 m ASL. Many observed rock bursts along the tunnel convincingly demonstrate the high horizontal stress problem.

In many locations, where bolts are not sufficiently installed, rock is popping out from wall bringing along with them the fibre reinforced shotcrete. Large rock blocks fell down from the roof and challenging the working condition inside tunnel. Rock bursting is also experienced at the tunnel face, which requires shotcreting. Most of the popped rock blocks had a typical lensed shape, which indicate rock stress related problem. The problem has not only occurred on wall and roof, but it has also been observed on the floor. In the workshop tunnel, the concrete floor is heaved for about 20 cm resulted many visible cracks. Typical instabilities are presented in Figure 2.

In addition to the observations, rock stress measurement has been carried out for more than 35 years by SINTEF in co-operation with Professor Emeritus Arne Myrvang from NTNU. Results from the stress measurements confirmed that the horizontal stress of the area is high. Most recent measurements in the access tunnel show that the major principle stress is almost horizontal and reaching to a value of about 22.5 MPa, and minor principle stress of 10 MPa. The measurement is at elevation of 180 m ASL. At the measured point, the vertical gravitational stress from overburden is only about 8 MPa. Based on the measured data, the ratio of horizontal versus vertical stress can be taken as about 1.5, and residual stress at the surface can be taken as 10 MPa.

**Figure 2**: Instability due to high horizontal stress; (a) Rock spalling on a side wall, (b) Typical rock spalling shape, (c) Rock burst at tunnel face and (d) Cracks resulting from floor heaving.

Observed instabilities in the tunnel show that displacement before failure is rather small, almost unrecognisable by a normal visual observation. Thus the rock blocks are falling without noticeable displacement in advance. The occurrence time varied from few hours to days after excavation. From these observations, it could be argued likely that the rock failure is brittle, and there is almost no or very short time that rock mass undergoes plastic deformation. The dominant behaviour of the rock mass in this situation is elastic, so it could be considered that this rock mass is "*elastic behaviour*". In numerical modelling, this behaviour can be best described using a "perfectly brittle" model, where rock mass is failed very soon after passing its peak strength. There is almost no time for the plastic condition (Figure 3). Due to the presented reason, the "*perfectly brittle*" model will be used for further analysing the stability for the crusher hall.

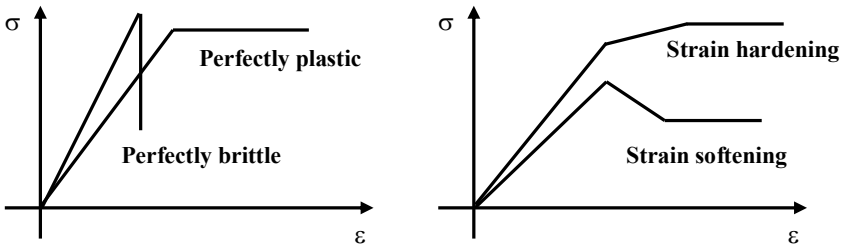



**Figure 3**: Simplified types of rock mass behaviour (Hoek and Brown, 1997 and Alonso et al, 2003)

## 3. NUMERICAL MODELS FOR CRUSHER HALL

### 3.1 Input data and model

A largest section of the crusher hall is subjected for analyses. The section is 14 m wide and 23 m high. Excavation of the crusher hall is assumed to have 4 stages, 1 top heading and 3 subsequence benching (Figure 4).

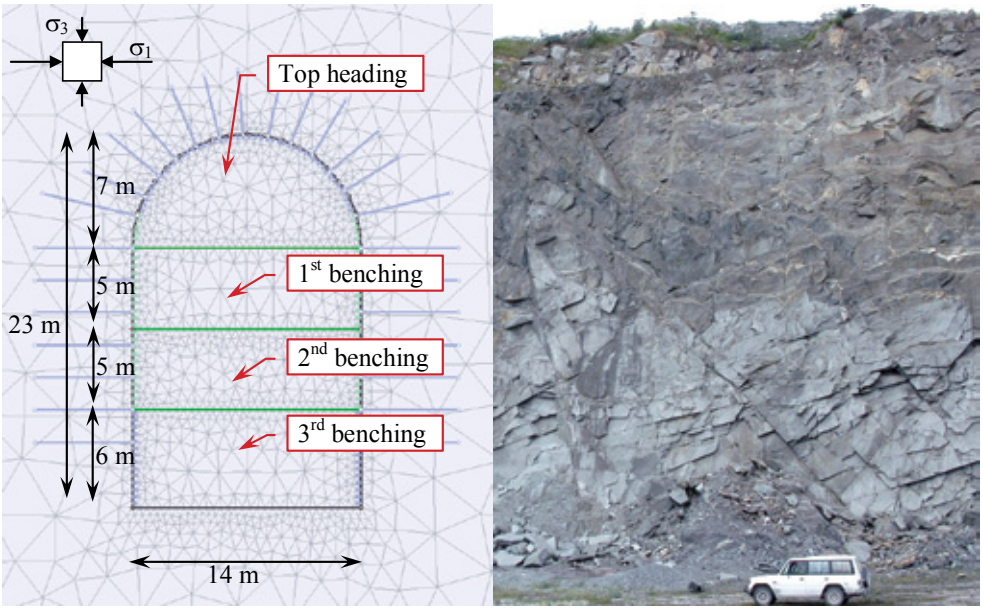



**Figure 4**: Assumed excavation sequence of the "Crusher Hall" and typical rock mass (photo by Steinar Ellefmo, NTNU)

**Table 1**: Input parameters for rock mass

| **Input parameters** | **Unit** | **Value** | |
|---|---|---|---|
| Poisson's ration – ν | | 0.2 | |
| Intact – *UCS* | MPa | 80 | |
| Geological Strength Index – *GSI* | | 70 | |
| Intact parameter – $m_i$ | | 32 | |
| Disturbance factor – *D* | | 0.2 | |
| Deformation modulus – $E_i$ | MPa | 32 000 | |
| **Output parameters** | | **Peak strength** | **Residual strength** |
| Parameters – $m_b$ | | 9.730 | 5 |
| Parameters – *s* | | 0.028 | 0.014 |
| Deformation modulus – $E_m$ | MPa | 20 000 | |

In-situ rock mass observation and laboratory tests are used to develop the rock mass properties. The hall is located in a relatively good rock mass. The rock mass is observed to be undisturbed, well interlocked blocky formed by discontinuous joints. The joints are relatively planar, almost unweathered and more than 1 m spacing, as shown in Figure 4. GSI system is used and results

from laboratory tests are also utilised. The input data as well as the obtained rock mass strength are presented in Table 1.

Concerning the in-situ stress, as discussed earlier, the hall is located in high horizontal stress area. In addition to that, it may also be in the stress-affected area of the mining excavation. To be able to include all of these adverse stress conditions, a vertical section of the entire mine with its excavation stages has been established. Residual stress of 10 MPa on the surface and stress ratio of 1.5 are put into this vertical model. The model is simulated with 6 excavation stages of the ore body, and the worst stress field will be taken for further analyses of the crusher hall. Result from the vertical model show that the worst stress condition of the hall is $\sigma_1$ = 20 MPa (horizontally), $\sigma_3$ = 6 MPa.

**3.2 Rock support considerations**

Rock support should be designed in a way that the stable condition is achieved at every excavation stage as well as the final stage. To achieve an optimum rock support measure, several aspects should be considered such as excavation stages, rock mass behaviour and construction limitations.

The crusher hall has 4 excavation stages, and generally a larger excavation means more adverse stress redistribution, more displacement, and may require more support. For the 4 excavation stages, rock support in an early stage may be heavier than required in order to take heavier load at later stages. In this aspect, one may think that support for later stages could be installed as early as possible.

However, general rock mass behaviour show that if a certain relaxation of rock mass around an opening is allowed, the rock support will be less. This behaviour suggests some delaying in support installation. The delaying should be within the time that the stability is still retained.

The delaying in support installation should also be considered in accordance with the capacity of the construction equipment. If the delaying time for roof support is too long, when 2 benching have been excavated for example, then it may require shotcreting or bolting equipment with longer arms. A normal shotcreting rig has arms reaching from 2 to 8.5 m, and a heavier rig may be able to reach from 11 to 24 m. Assuming to use a normal rig, the bolt installation should be the same as excavation stages (delaying time is zero), and shotcreting work should not be delayed more than 2 excavation stages.

In brief, rock support for the crusher hall should be designed in a way that it follows up the excavation stages. Certain delaying time is given for rock mass relaxation, and it should also fit the capacity of the construction equipment. All of these issues should be taken into account in the numerical modelling.

The program *Phase2* is used to model the excavation and the rock support. To find a reasonable support measure, different support types such as bolt, cable bolt, shotcrete and their combinations are analysed. To include the time effect on rock mass relaxation, the limitation of construction equipment etc., shotcrete is modelled using “composite element”. With this element, shotcrete has several layers (assumed to be 5 cm each) and can be applied at different delaying time. After trying many options, the proposed support procedure for detailed analyses is:

- Stage 1: Top heading excavation, bolt installation right after the excavation, 1$^{st}$ layer of shotcrete of 5 cm thickness is also applied
- Stage 2: Apply the 2$^{nd}$ shotcrete layer. The application of this layer has some meanings both in the model and in the reality. In the model, after the 1$^{st}$ stage, the shotcrete got

failed, so the 2nd layer will protect it and also take the additional loading in stage 3. That also is what happens in the reality. Cracks may appear in the 1st shotcrete after certain time due to rock mass pressure, and the 2nd shotcrete layer will help to strengthen it.

- Stage 3: Excavate the 1st benching, bolt installation on wall, 1st layer of shotcrete on wall, 3rd layer of shotcrete at the footing area of the roof's arch.
- Stage 4: Apply the 2nd layer of shotcrete on the 1st benching wall, and 4th layer of shotcrete at roof's footing area.
- Stage 5: Excavate the 2nd benching, bolt installation on wall, 1st layer of shotcrete on wall, 3rd layer of shotcrete on the 1st benching wall.
- Stage 6: Apply the 4th layer of shotcrete on the 1st benching wall, and 2nd layer of shotcrete on the 2nd benching wall
- Stage 7: Excavate the 3rd benching, bolt installation on wall, 1st layer of shotcrete on wall, 3rd layer of shotcrete on the 2nd benching wall.
- Stage 8: Apply the 4th layer of shotcrete on the 2nd benching wall, and 2nd layer of shotcrete on the 3rd benching wall

The excavation and support procedure is also summarised in Table 2.

**Table 2**: Excavation stages and support procedure

| | Excavation part | Bolting | 1st shotcrete | 2nd shotcrete | 3rd shotcrete | 4th shotcrete |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Stage 1 | Top heading | Roof | Roof | | | |
| Stage 2 | | | | Roof | | |
| Stage 3 | 1st benching | 1st wall | 1st wall | | Arch foot | |
| Stage 4 | | | | 1st wall | | Arch foot |
| Stage 5 | 2nd benching | 2nd wall | 2nd wall | | 1st wall | |
| Stage 6 | | | | 2nd wall | | 1st wall |
| Stage 7 | 3rd benching | 3rd wall | 3rd wall | | 2nd wall | |
| Stage 8 | | | | 3rd wall | | 2nd wall |

Note: 1st wall is the wall within 1st benching, 2nd wall is the wall within 2nd benching and so on.

### 3.3 Modelling and results

Numerical modelling follows up the recommended procedure in Table 2. In the model, bolts are installed right after excavation when rock mass does almost not undergo any displacement. In the reality, the requirement of bolt installation at this early stage is to reduce the risk of rock fall, and create a safer working condition. Bolts installation should be before shotcreting work so that potential loosening rock blocks are well detected, and therefore the most effective location and direction of the bolts are achieved.

Example of excavation and support progressing as well as the final stage are presented in Figure 5.

Result of the progressing excavation show that the yielded zone is developed when the excavation is progressing downward. At stage 1 "top heading", the yielded zone on the roof is not too thick, and it is only about 1 m. The bolt system and first layer of shotcrete are able to keep the roof relatively stable. However, there are some minor locations, where the line elements showing their yielding condition in the model. In practice, this yielding may mean some cracks appear on the shotcrete surface (Figure 6). Thus, it is necessary to apply a second layer of shotcrete before excavating the 1st benching, both in the reality and in the model. By interacting between the numerical model and practical experience as described, the excavation and supporting work for the crusher hall is designed.

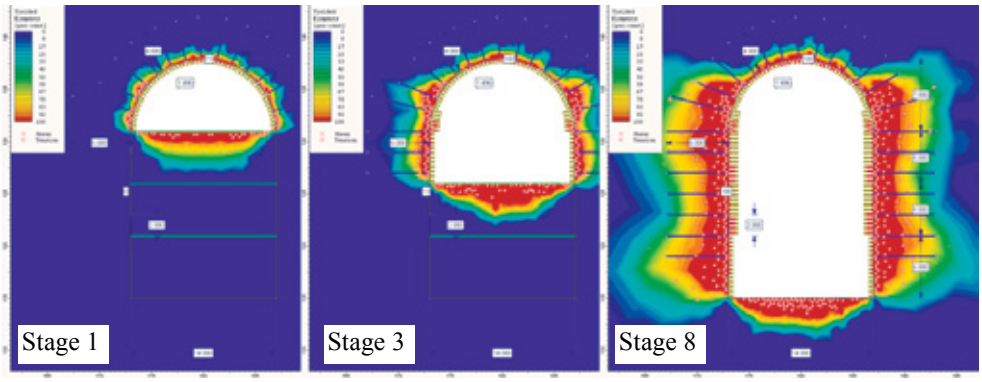



**Figure 5**: Excavation stages and yielded zone development around the hall during excavation and final stage.

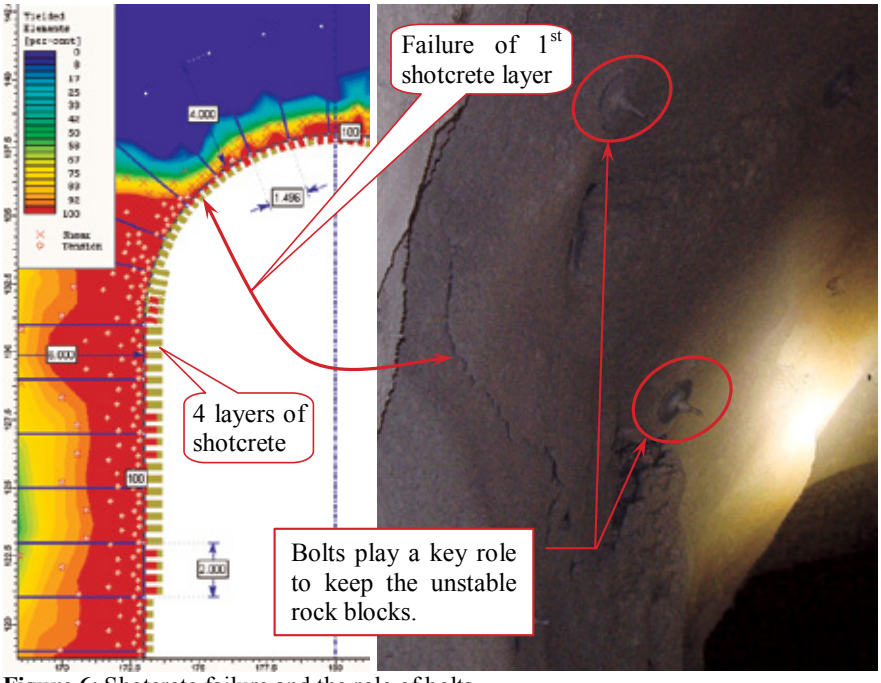



**Figure 6**: Shotcrete failure and the role of bolts

In the final stage, when the 3rd benching and supporting work is completed, the support for the hall are system bolting (4 m long, 1.5 m distance) and 2 layers of shotcrete on the roof. On the wall, the required supports are systematic bolting (6 m long, 2 m distance) and 4 layers of shotcrete.

As can be seen in Figure 6 that to achieve a reasonable design of a support system, it is important to understand the excavation stages, the rock mass displacement behaviour, and the interaction of the support measures. As discussed along the analyses, the early application of the bolts would provide primary stable condition, preventing rock blocks loosened. Applying a single and thick shotcrete layer is not recommended due to the displacement behaviour of the rock mass. The displacement of the rock mass is developed in accordant with excavation stages and time for

stress redistribution. Thus, the installation of the shotcrete should be divided into layers, and their installation should follow the construction timing as indicated in the numerical modelling.

At Rana Gruber, it is observed that the conventional CT-bolts should be used rather than the end anchored bolts. Reason for this preference is that the end anchored bolts is worked by tensioning along the bolts and pressing against the excavated surface. The tensioning is retained if the surface is not loosened. Observation in the service tunnel is that many bolts have loosened their contact with the surface as shown in Figure 7. Rock blocks have loosened due to brittle behaviour and high horizontal stress. It is resulted that the bolts are just hung at the place and carried no supporting action.

If the grouted CT-bolts are used, the supporting action is distributed along the bolt by friction along the bolt length and the rock mass. Thus, the loosening of the surface rock blocks will not strongly effected to the supporting action of the bolts.

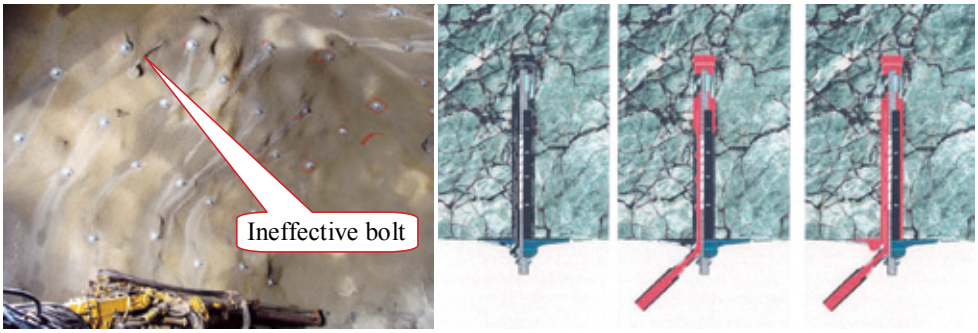



**Figure 7**: Bolts in the service tunnel (left) and CT-bolt grouting (right)

## 4. CONCLUDING REMARK

Rock mass in Rana Gruber could be classified as a typical hard rock material. The rock mass is expressing elastic behaviour, and it is located in a high horizontal stress area. Thus, the design for excavation and support for the crusher hall should include all the mentioned geotechnical characteristics.

In addition to that, characteristic of rock mass deformation in relation to the excavation stages should also be studied. The support measures, such as system bolting and shotcreting in layers, should be apply in the recommended sequence that complies with the construction stages to achieve a technical and economical design. The design of excavation and supporting work would require a closely integration between practical experience and the numerical modelling.

## 5. ACKNOWLEDGMENT

The authors thank Rana Gruber AS for permission to prepare and publish this paper.

## REFERENCES

Rana Gruber AS, Nov 2008: http://www.ranagruber.no/index.php/9729

Hoek E., Brown E.T., 1997, *Practical estimates of rock mass strength*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34. No.8, pp. 1165-1186.

Alonso E., Alejano L.R., Varas F., Fdez-Manin G., Carranza-Torres C., 2003, *Ground response curves for rockmasses exhibiting strain-softening behaviour*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Volume 27, pp 1153-1185.

Rocscience Inc. 2005, Phase2 Version 6.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# FINAL REPOSITORY FOR SPENT FUEL AT THE FORSMARK SITE – ROCK MECHANICS

**Slutförvar för använt kärnbränsle i Forsmark – bergmekaniska frågeställningar**

Rolf Christiansson, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm

## SUMMARY

Rock mechanics has an important role in repository design and assessment of long term safety. The site investigations collected data on mechanical and thermal properties, as well measurements of in-situ stresses. The data was analysed in the Site Descriptive Modelling Project, based on a conceptual geological site description. There is a significant uncertainty in the estimated in-situ stress magnitude. This was analysed in the design, and was found to have very minor impact of the stability of underground openings, including the deposition holes for the canisters with spent fuel. The thermally induced stresses will however exceed the spalling strength of the rock after closure of the repository. Recent research at SKB Äspö Hard ‘Rock Laboratory has shown that there is required a very minor counter-pressure to suppress spalling.

## SAMMANFATTNING

Bergmekanik har än viktig roll vid utformning av ett slutförvar för använt kärnbränsle, och vid bedömning av dess långsiktiga säkerhet. Platsundersökningarna samlade data om bergets mekaniska och termiska egenskaper, samt mätt in-situ spänningstillstånd. Data analyserades i Platsmodelleringsprojektet, baserat på den konceptuella geologiska beskrivningen. Det finns en signifikant osäkerhet i spänningsmodellen. Konsekvensen av detta analyserades i projekteringsarbetet, och visade sig ha liten betydelse för stabiliteten i undermarksutrymmena, inklusive deponeringshålen för kapslarna med använt bränsle. De termo-inducerade späningarna kommer dock att överskrida bergets spjälkhållfasthet efter förslutning av slutförvaret. Forskning vid SKB:s Äspö Hard Rock Laboratory har dock visat att även ett litet mothållande tryck kan begränsa spänningsinducerad spjälkning.

## INTRODUCTION

Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) has been carrying out site investigations for a Final Repository for spent fuel at two sites, Oskarshamn and Forsmark since 2002.In June 2009 SKB chose Forsmark after having evaluated the two sites from several different aspects; primarily the long term safety, but also construction costs and operational efficiency. The Forsmark site offers rock at the repository level which is dry and has few fractures. These properties are of a major significance for long-term safety. In addition, a repository in Forsmark would require less space compared to a repository in Laxemar, which is an advantage. This means that less rock needs to be excavated and less material will be needed for backfilling. SKB will now proceed to complete applications for permits that will be reviewed by the Swedish Radiation Safety Authority and the Environmental Court. The applications will be submitted in 2010 and include the

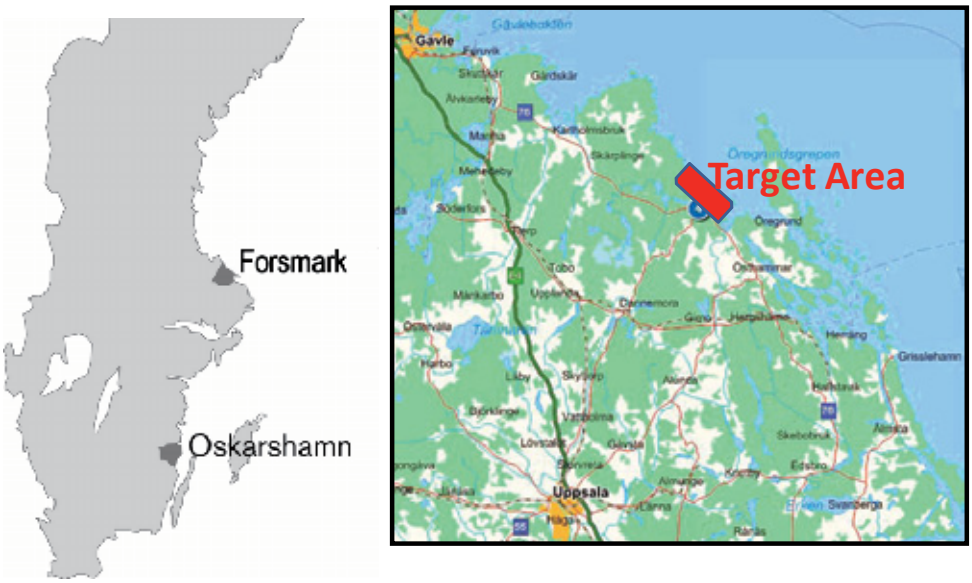



**Figure 1. Location of the investigation areas for site investigations, and the Target Area for a repository at the Forsmark site.**

environmental impact assessment and a safety analysis for a nuclear fuel repository in Forsmark.

Forsmark is located at the Swedish east coast, 170 km north of Stockholm. The nearest larger cities are Gävle (75 km) and Uppsala (100 km), see Figure 1. The Target Area is located close to the shore line and south of the Nuclear Power Plants at Forsmark.

## THE KBS-3 DISPOSAL CONCEPT

The Swedish nuclear waste disposal system for the spent fuel is based on a multiple barrier system, Figure 2. The canisters made of steel with a outer shell of cupper is the first barrier. They shall be produced and sealed in an encapsulation plant. The canisters will be placed into vertical deposition holes with a diameter of 1.75 m and a depth of almost 8 m and surrounded by a buffer of highly compacted bentonite clay. The buffer will provide mechanical protection and prevent groundwater flow around the canister.

The deep geological repository will be designed for a capacity of about 12,000 tons of spent fuel which corresponds to about 6.000 canisters. The planned centre-to-centre distance of the canisters along the deposition tunnels is 6 m and the distance between the tunnels is 40 m, if the thermal properties of the host rock are suitable. To keep the temperature on the canister surface <100°C the centre-to-centre distance may have to be increased if the thermal conductivity is not high enough. As an alternative, the amount of spent fuel in a canister may be reduced. In both cases the size of the repository will increase.

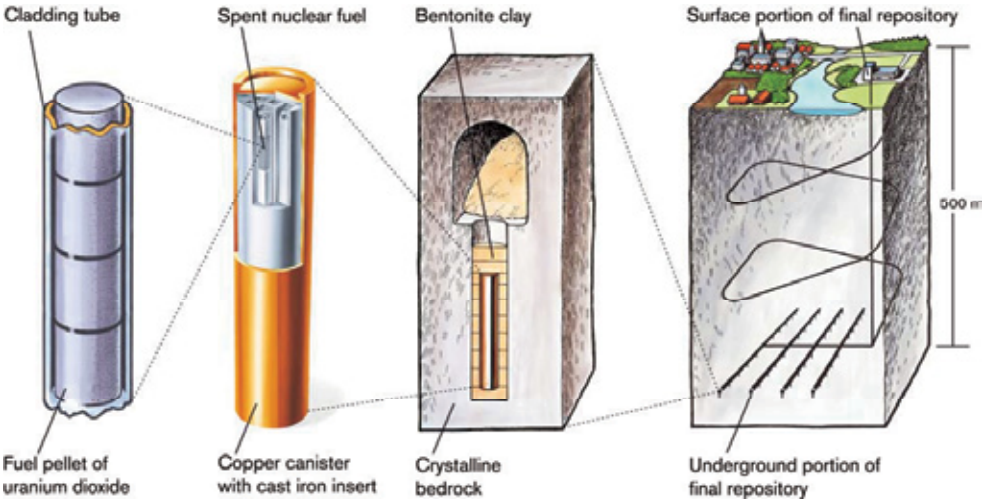



**Figure 2. The multiple bariers in the KBS-3 method.**

## SKB SITE INVESTIGATION PROGRAMME

The methodology for the SKB site investigation programme was based on the identification of geoscientific parameters important for a final repository /SKB report TR-00-12/. Based on this work and the SKB experiences from site investigations and research, especially for the Äspö Hard Rock Laboratory, a general programme for site investigations and evaluation of sites for a repository was developed /SKB report TR-00-20/. The general platform for the different geo-scientific disciplines involved was the geological characterisation.

The site investigations were carried out step-wise. At specific toll-gates, data was "freezed" and used for the Site Descriptive Modelling (SDM). The SDM:s were developed in a number of versions; of which two were used as input for design studies. A preliminary Safety Assessment report /SKB, 2006/ was done based on the first design /Brantberger et. al., 2006/. The flow of information is given in Figure 3.

**Figure 3. The data and information flow through the SKB Site Investigation Programme.**

## GEOLOGICAL CONDITIONS AT THE FORSMARK SITE

The Forsmark investigation area is shown in Figure 4. The candidate area was identified as a "tectonic lens", a rock volume estimated to have been affected to a very limited extent of tectonic events. The tectonic lens is surrounded by bedrock with an increased ductile deformation outside the lens. There is also some major, regional deformation zones further away from the Target Volume.

The northern part of tectonic lens was found to be very homogenous in terms of rock type distribution and fracturing. The geological model distinguished two “Rock Domains” within the lens, both of granite, but the smaller domain has an alteration with increased quartz concentration (“albitisation”). This alteration increased to strength of the rock. The upper part of the rock mass had a significant occurrence of gently dipping, highly transmissive fractures, while the lower part (below 50 – 150 m depth) of the rock mass in the northern part of the tectonic lens showed a very limited amount of open and hydraulically conductive fracturing. This was the base for a concept of “Fracture Domains”, as well.

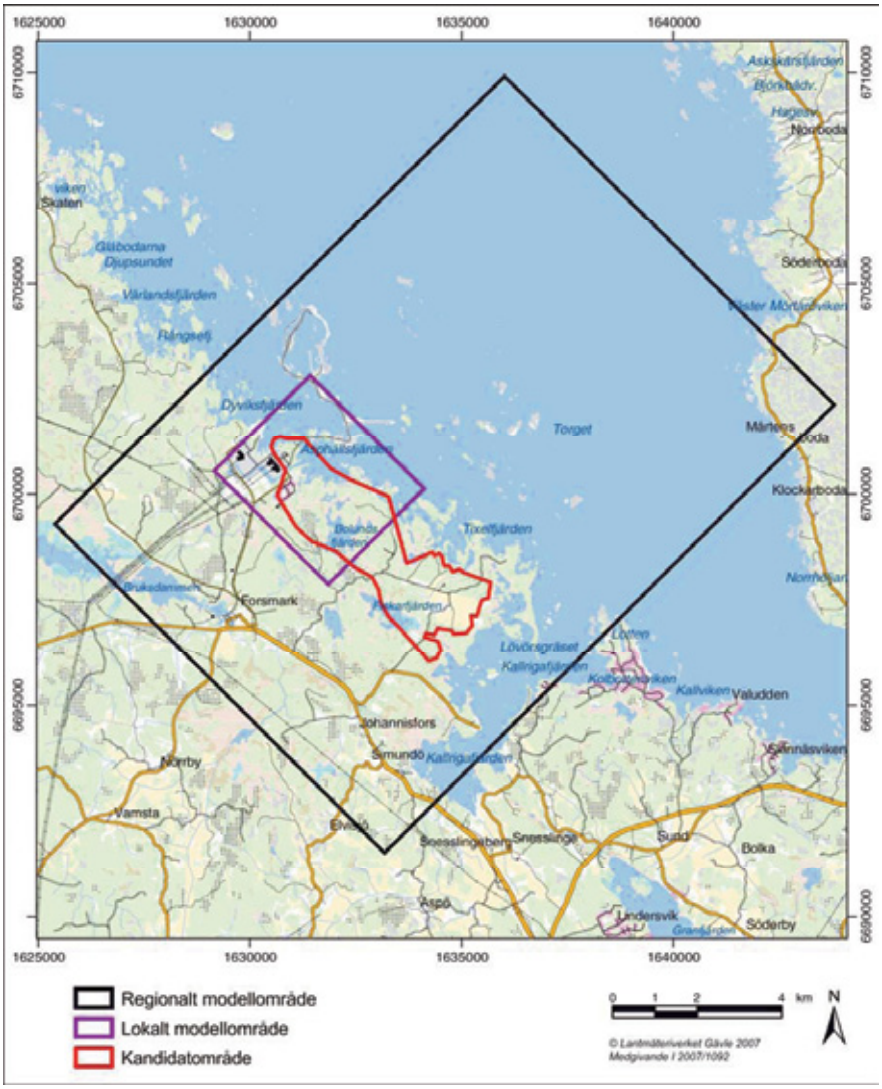



**Figure 4. The Forsmark investigation area. A regional model was established for the candidate area. After som years was a local model volume, the Target Volume established (c.f. Figure 1).**

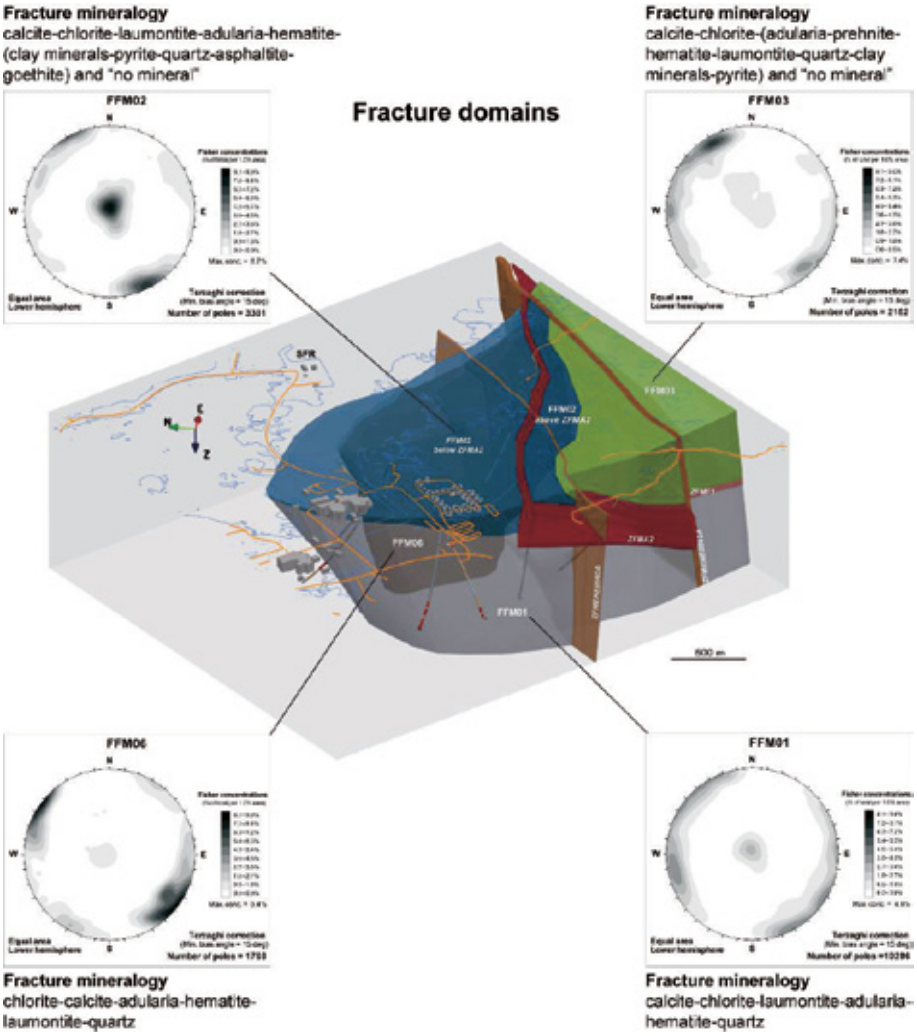



**Figure 5. Three-dimensional model for Fracture Domains FFM01, FFM02, FFM03and FFM06 in the north-western part of the Forsmark tectonic lens, viewed towards theENE. The gently dipping and sub-horizontalzones A2 and F1 as well as the steeply dipping deformation zones ENE0060Aand ENE0062A are also shown. The orientation of fractures inside the different fracture domains are plotted as poles to planes in stereographic projections (equal-area, lower hemisphere) and contoured.**

A gently dipping deformation zone delimits the Target Volume towards the south. Some minor deformation zones was found in the Target Volume, but they are old scars in the rock mass; they are sealed with precipitation of calcite and laumontite, and the measured transmissivity is close to, or below the detection limit of the differential flow log used for hydraulic testing of the deep bore hoes ($\leq 10^{-9}$ $m^2/s$). A visualisation of the "Target Volume" with the different rock and fracture domains are given in Figure 5.

## THE ROCK MECHANICS INVESTIGATION STRATEGY AND RESULTS

The rock mechanics programme within the SKB site investigations had the purpose to address three important issues; 1) general characterisation of the mechanical system at each site, and the stress boundary conditions, 2) the system behaviour during construction, and 3) the system behaviour during long term safety. The purpose with the general characterisation was to test if the distribution of mechanical properties of the rock mass and larger deformation zones match the geological understanding, and if the estimated state of stress seems realistic from a tectonic point of view. This general analyse was carried out within the Site Descriptive modelling tasks. The system behaviour during construction was analysed within the preliminary design,; studying the feasibility of construction of a repository at any of the study sites. The long term system behaviour has been assessed from rock mechanics point of view by studies of the thermo-mechanical impact caused by the heat transfer from the spent fuel, giving a heat pulse and thermally induced stresses the first ca. 1,000 years after disposal. The impact of future glacial loads and earthquakes has also been assessed.

The main components of data collection was to determine the mechanical and thermal properties of the rock, and to measure the in-situ stresses /SKB, 2001/. This was done in parallel at the two sites, using the same resources for sampling, laboratory and in-situ testing, as well as for modelling. This ensured the same approach and quality, and also eased the management and auditing of the different works carried out.

The rock mechanics and thermal *properties parameters* were determined for the dominant rock types in the two investigated areas, Forsmark and Oskarshamn based on uniaxial and triaxial compressive tests and indirect tensile, as well as measurements of thermal conductivity and capacity, as well as the tthermal coefficient of expansion. Apart from the tests on unaltered intact rock, tests were performed on altered rock and on the natural open and sealed fractures. The initial strategy was to sample the dominant rock types and joint sets around 300, 500 and 700 m depth of the first deep bore holes. Later, when a preferred depth of the repository at each site was chosen, the dominant sampling and testing e was carried out on samples from that depth. Finally, when the geological descriptions of the sites were completed, test campaigns were carried out on the most frequent secondary rock types,

**Table 1. Laboratory strength and deformation properties for intact rock in fracture domains FFM01 and FFM06.**

| Parameter | FFM01 | FFM06 | |
|---|---|---|---|
| | 101057 Mean/stdev | 101057 Mean/stdev | 101058 Mean/stdev |
| Young's modulus (GPa) | 76/3 | 80/1 | 82/3 |
| Poisson's ratio | 0.23/0.04 | 0.29/0.02 | 0.27/0.03 |
| Uniaxial Compressive strength (MPa) | 226/29 | 373/20 | 310/58 |
| Crack initiation stress (MPa) | 116/23 | 196/20 | 169/29 |
| Indirect tensile strength (MPa) | 13.2/2 | 14.8/1 | - |

Note:
101057 – Granite to granodiorite, metamorphic, medium grained (albitized in FFM06);
101058 – Granite, metamorphic, aplitic (albitized);

primarily dikes. The results from the site investigations have shown that a good and detailed geological description gives a possibility for increased understanding of the rock mechanics properties and their variation in the investigated volume.

The *in situ* stress state is a crucial design parameter for the siting and construction of a repository for final disposal of spent nuclear fuel. The stress determination was based primarily on the use of overcoring and hydraulic fracturing methods, as well as previous understanding of state of stress at the sites. The choice of measurement methods was based on a comparative test at the Äspö Hard Rock Laboratory (Christiansson & Jansson, 2003). The strategy for stress estimation follows the principles by Hudson et. al, 2003. The hydraulic methods measured normal stresses equal to the gravitorial load below some 300 m depth, and overcoring with the three-axial Borre Probe suffered of temperature impact during overcore drilling in the quartz rich rock and due to additional, non-elastic strains in the presumable highly stressed ground at depth (> 200 m depth). Martin (2007) evaluated the different stress data, and also indirect observations of stress in the slim bore holes. Acoustic Televiewer results indicated minor breakouts, likely thermally induced in the bore holes. The orientation of these breakouts was very consistent with overcoring results. Core disking occurred very minor in weaker dykes, and ther was no evidence of increasing core disking with depth in the core bore holes, that was down to 1,000 m depth. Martin (2007) used this information to bound an upper stress level that would likely cause damage both to the bore hole wall and to the core; this was called the most likely stress model. An unlikely maximum and an unlikely minimum stress scenario were established, as well. These alternative stress models were based on old overcoring data with lower quality control, respectively on hydraulic fracturing data, Table 2.

**Table 2. Stress magnitudes and stress orientations for the three stress models used for Design.**

| Depth Range (m) | Maximum horizontal stress - $\sigma_H$ (MPa) | Trend (°) | Minimum horizontal stress - $\sigma_h$ (MPa) | Trend (°) | Vertical stress $\sigma_{vert}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Most Likely** | | | | | |
| 0-150 | 19+0.008z, ±20% | 145 ± 20 | 11+0.006z, ±25% | 055 | 0.0265z±0.0005 |
| 150-400 | 9.1+0.074z, ±15% | 145 ± 15 | 6.8+0.034z, ±25% | 055 | 0.0265z±0.0005 |
| 400-600 | 29.5+0.023z, ±15% | 145 ± 15 | 9.2+0.028z, ±20% | 055 | 0.0265z±0.0005 |
| 400 | 38.7 ±5.8 | 145 ± 15 | 20.4 ±4.0 | 055 | 10.6 ±0.2 |
| 500 | 41.0 ±6.2 | 145 ± 15 | 23.2 ±4.6 | 055 | 13.2 ±0.3 |
| **Unlikley minimum scenario /** | | | | | |
| 400 | 19.2 ±0.7 | 124 ±6 | 9.3 ±1.1 | 034 | 10.4 |
| 500 | 22.7 ±1.1 | 124 ±6 | 10.2 ±1.6 | 034 | 13.0 |
| **Unlikely maximum scenario** | | | | | |
| 450-475 | 56 ± 6 | 145 ± 15 | 35 ±15 | 055 | 0.0265z±0.0005 |

The preliminary impact of stresses was assessed in a problem identification process for the study sites. This process indicated that the stresses must be quantified, i.e., the stresses from the stress database for the Scandinavian shield, while providing general guidelines for stress magnitudes and orientations with depth could not be relied on for the site investigations and evaluation stage. The attempts to measure stresses at large depth in the t.

## REPOSITORY DESIGN

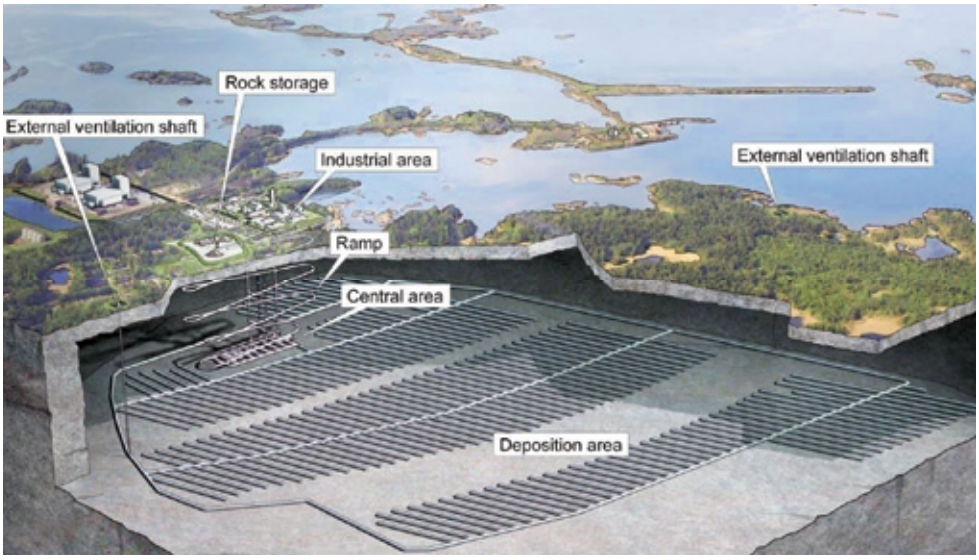



**Figure 6. General layout showing the location of the underground functional areas (Access, Central & Depositional) and the surface facilities.**

An illustration of the proposed repository layout is shown in Figure 6. For design purposes the repository is partitioned into three functional areas: Repository Access consisting of shafts and ramps for transportation and ventilation; Central Area at approximately the repository depth which consists of caverns and auxiliary rooms required for depositional activities; and Depositional Area consisting of depositional tunnels and boreholes. While each functional area will have specific design requirements the overall major tasks that must be addressed in the preliminary design are: selection of the repository depth considering the characteristics of the rock mass with respect to both long term safety and constructability; and selection of a repository layout for the specified number of deposition holes that meets the safety and functional criteria. This includes: the adaption of the repository to site conditions and constraints, such as avoiding deformation zones by a specified respect distance; and dimensioning the repository to satisfy the thermal criteria and the specified degree of utilization. Within the Depositional Area the layout design must balance the alignment of deposition tunnels with the state of stress and dominant joint sets to minimize the loss of deposition holes. The final optimised design can only be completed once the site meets regulatory approval. Eriksson et. al., (2008) analysed the impact of different layout from a rock mechanical point of view, see for example Figure 7. They confirmed earlier estimates that the deposition tunnels shall be aligned in a small angle to the major horizontal stress to minimise the risk for stress induced spalling in the deposition holes.

The impact on stability in especially the deposition holes based on the uncertainty in the stress model, as explained in Table 2 was later assessed (SKB, 2009). It was concluded that not even for the “unlikely maximum” stress model was the risk for loosing the stability and consequently jeopardise the long term safety by development of stress induced damage zones along deposition holes and tunnels.

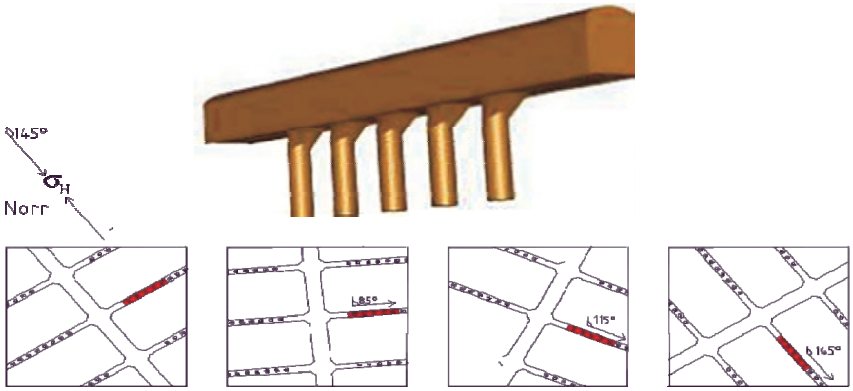



**Figure 7. Geometry for study of the impact of different deposition tunnel orientations on stability of deposition holes (Eriksson et. al., 2008).**

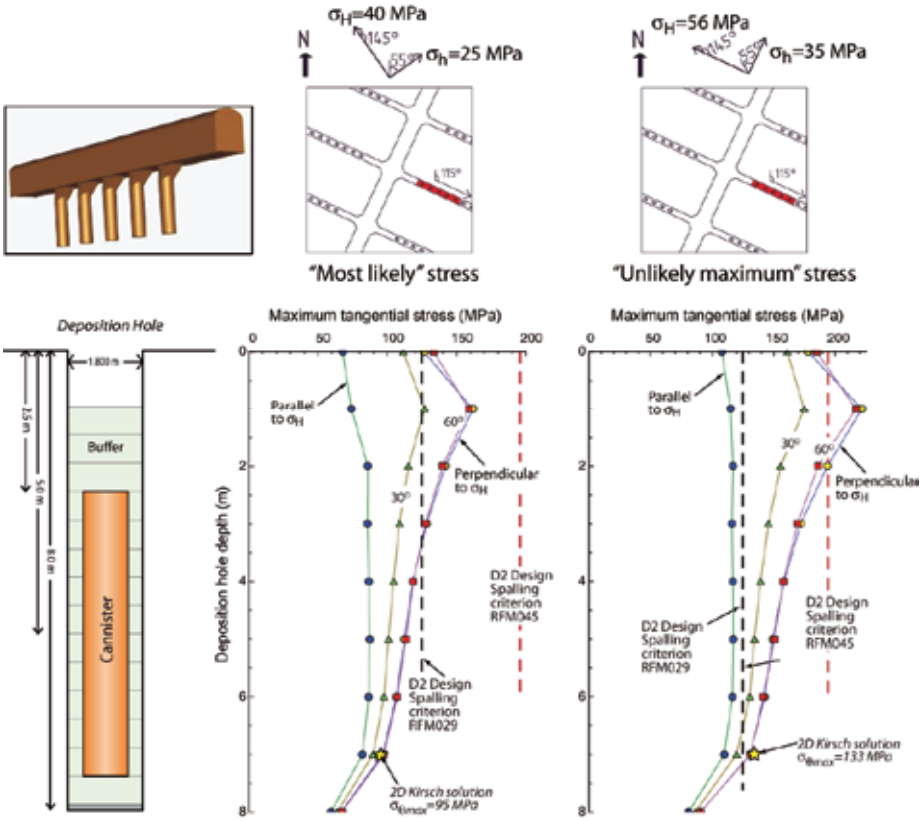



**Figure 8. Maximum tangential stress on the deposition hole as a function of the deposition tunnel orientation relative to the orientation of the maximum horizontal stress for the "most likely" and "unlikely maximum" stress models (SKB, 2009).**

The repository underground design must be safe, economically feasible and meet the requirements for long term safety based on a realistic estimate of the expected ground conditions and their potential behavior as a result of various loading scenarios. The design process has several steps with each step updated as additional information from the Site Investigations becomes available. The inherent complexity and variability in the geological setting will prohibit a complete picture of the ground conditions before the facility is excavated. Thus statistical methods will be used to evaluate the robustness of the design. One of the methodologies used in underground design and construction to address uncertainty and variability in the geological setting and ground structure interaction is the Observational Method (OM). The OM is a risk-based approach to underground design and construction that employs adaptive management, including monitoring and measurement techniques. The objective of this approach is to substantially reduce costs while protecting capital investment, human health, and the environment. SKB plans to carry out the design process for the Final Repository project in agreement with the European standard for construction, Eurocode, and in particular the standard for geotechnical design and OM, EN 1997-1:2004.

## LONG TERM SAFETY ASPECTS

Two rock mechanics issues of direct importance to the safety analysis of the KBS-3 have been addressed by Hökmanrk et. al., (2008): that of seismically induced fracture reactivation and that of thermally induced spalling in the walls of deposition holes:

- The fracture reactivation issue was handled in the preliminary design (SKB, 2009) by establishing respect distances between canisters and potential earthquake faults.
- Spalling during construction seems to be unlikely in Forsmark. Even worst case in situ stress field assumptions did not generate stresses close to the spalling threshold in the models analyzed here (provided that tunnels are oriented as proposed in the preliminary layout plans, i.e. parallel or sub-parallel with the major stress).
- After a few years of heating tangential stresses increase above the spalling threshold for the majority of deposition holes in Forsmark (provided that the initial canister power is not significantly lower than the 1700 W/canister design value). Because of the homogeneity of the site this holds true in all parts of the repository.

Also if the tangential stress exceeds the spalling threshold in most deposition holes, it remains to establish if there actually will be any thermally induced spalling and, if there will, which consequences it will have. A design solution has been developed in a specially design experiment at the Äspö Hard Rock Laboratory. It seem that also very small counter pressure will not prevent, but limit thermally induced spalling so that a hydraulic conductive flow path will be formed (Glamheden, 2009).

## REFERENCES

**Brantberger M, Zetterqvist A, Arnbjerg-Nielsen T, Olsson T, Outters N, Syrjänen P**, Final repository for spent nuclear fuel. Underground design Forsmark, Layout D1. SKB R-06-34. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2006.

**Christiansson, R. & Jansson, T.** A test of different stress measurement methods in two orthogonal bore holes in Äspö Hard Rock Laboratory (HRL), Sweden. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 40(7–8): 1161–1172. 2003.

**Eriksson M, Petersson J, Danielsson P, Leander M.** Rock mechanics and rock support, Forsmark. SKB R-08-115. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2008.

**Glamheden, R.** Counter-pressure Applied to Prevent Spalling. In print. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2009.

**Hudson, JA, Cornet, F.H., and Christiansson, R.** ISRM Suggested Methods for stress estimation – Part 1: Strategy for rock stress measurements. Int. J of Rock Mech and Mining Sciences. Vol 40, No:s 7 – 8. p 991 – 998. 2003

**Martin, C.D.** Quantifying in situ stress magnitudes and orientations for Forsmark. Forsmark stage 2.2. SKB R-07-26. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2007.

**SKB**. Long-term safety for KBS-3 repositories at Forsmark and Laxemar – a first evaluation. Main report of the SR-Can project. SKB TR 06-09. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2006

**SKB.** Underground Design, Layout D2. Forsmark. In print. Svensk Kärnbränslehantering AB. 2009.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# THEAM™ – TUNNEL INTEGRITETSOVERVÅKNING GJENNOM AKTIV SEISMIKK

# THEAM™ – Tunnel Health Monitoring using Active Seismics

Dr. Dominik H. Lang NORSAR stiftelsen
Dr. Conrad D. Lindholm NORSAR stiftelsen
Dr. Ulrich Polom Leibnitz Institute for Applied Geophysics (LIAG), Hannover

## SAMMENDRAG

Norge har i løpet av de siste årene opplevd fatale utfall og ras fra taket i veg tunneler. Slike hendelser representerer en betydelig fare for trafikkerende og har medført betydelige økonomiske tap/omkostninger som følge av stengning, reparasjon og sikring. Når en ny tunnel åpnes for trafikk forventer de vegfarende som en selvfølge at tunnel taket er adekvat sikret og sikkert. Imidlertid viser erfaring at berget noen steder kan utvikle sprekker som vokser over tid slik at berget gradvis blir mindre stabilt og store blokker kan tilslutt løsne. En systematisk inspeksjon av sprekkutvikling i tunnel taket vil kunne gi en tidlig varsling, men dette er komplisert, noen ganger nesten umulig p.g.a. adkomst, og det er kostbart.

NORSAR presenterer i samarbeid med LIAG, Hannover, en ny metode for *Tunnel Health Monitoring* basert på kjente geofysiske metoder i kombinasjon med nyere teknologi som tar i bruk overflatebølger og geotekniske metoder. Det fundamentale prinsipp i denne metoden er å utnytte forskjellen i seismisk respons mellom uberørt berg og berg som kjennes ved en langsomt utviklende sprekkedannelse. Metoden baserer seg på å generere deterministiske seismiske signaler (overflatebølger) for så å registrere den seismiske responsen i tunneltaket ved mottagere festet ved bestemte punkter. Ved å gjenta prosessen over tid og over kjente tidsintervall blir bølgeformene analysert og korrelert, og de områder som kjennetegnes ved langsom sprekkutvikling kan identifiseres på et tidlig tidspunkt. Den fysiske installasjon er permanent og kostnadseffektiv gjennom automatisert analyse.

## SUMMARY

In the wake of recently reported incidents at road tunnels in Norway the need for a monitoring and warning system for tunnels has become evident. Over the last years several road tunnels in Norway have experienced collapses of the tunnel roof due to failures of the surrounding rocks. Such incidents are hazardous for the traffic and have caused large economic losses while tunnels had to be closed for repair. When a new tunnel is constructed and opened for traffic, it is automatically assumed by the users that the tunnel's roof integrity is sound. However, over the years small cracks may open up with ground water penetrating, and hence the rocks are gradually approaching a state of collapse when large blocks loosen. The inspection of developing cracks at the tunnel surface which may be an indicator of unstable rock conditions is complicated, sometimes impossible and always imply high costs.

NORSAR, in cooperation with LIAG Hannover present a new approach towards Tunnel Health Monitoring combining applied geophysical analysis methods with available technologies coming from surface seismics and geotechnical engineering. The intrinsic principle of the experimental methodology is to use changes in the seismic response of the rocks as an indicator for stiffness changes near the tunnel surface. The underlying idea of the method is to excite the tunnel by well-defined, artificially generated seismic source signals and to record the response of the tunnel-bedrock-system at fixed receiver locations at the tunnel surface. By repeating these experiments in regular time intervals and by correlating the seismic waveforms of the same sensor site, those parts of the surrounding bedrock can be identified whose response to the signal have changed over time.

## 1. BACKGROUND AND MOTIVATION

Over the last years, a number of road tunnels in Norway have experienced serious collapses of the tunnel roof due to failures of the surrounding rocks. One of the best known incidents happened on December 25, 2006 at Hanekleiv tunnel in Vestfold county when a roof segment collapsed. The 200 cubic meters of debris blocked a 25 m long stretch of the road and lead to the tunnel's closure for more than 6 months. Apart from the direct risk rock falls pose to road users that might get harmed, these incidents lead to large economic losses when a tunnel has to be closed for repair or reconstruction (*Dagens Næringsliv 2007*).

In general, tunnels are complex three-dimensional structures which are often characterized by heterogeneous rock materials that include faults and weakness zones, rapidly varying hydrogeological conditions, and other local disturbances of the rock body. When a new tunnel is constructed and opened for traffic, it is automatically assumed by the users that the tunnel's roof integrity is sound. However, over the years small cracks may open up with ground water penetrating, and hence the roof may gradually approach a state of collapse when large blocks loosen. The observation of these processes based on what may become visible at the rock surface is complicated since modern tunnels in Norway are mostly provided with an inner lining which prevents an easy inspection of the rock surface. In addition, the rock itself is mostly furnished with a layer of steel fiber-reinforced shotcrete immediately after drilling or blasting in order to safeguard the construction works and to prevent smaller rocks from falling down.

According to Norwegian road authorities (*Statens vegvesen*), the most common procedure for checking the tunnel roof condition today is through visual inspection. This is a time-consuming, expensive, dangerous, and to some extent, also an unreliable process where inspectors crawl between the lining and the tunnel roof in order to identify visible changes or peculiarities at the surface. Recently, the first attempts were initiated by Statens Vegvesen to develop camera-equipped robotic vehicles which are able to survey those parts behind the lining where the narrowness between rock and lining does not allow a manual inspection (*Statens vegvesen 2007*).

## 2. TECHNICAL APPROACH TOWARDS TUNNEL HEALTH MONITORING

The current situation with regard to possibilities for tunnel monitoring in Norway and also worldwide calls for the development of alternative procedures. In recent years geophysical investigations have been applied successfully during tunnel excavation works in order to do

predictions ahead of the tunnel face (*Inazaki et al. 1999, Petronio et al. 2007, Lüth et al. 2008*). This is especially conducted to foresee fault zones or dangerous voids in the tunnel track to prevent construction downtime and to improve safety during the construction phase.

The presented approach on Tunnel Health Monitoring (THEAM$^{TM}$) combines applied geophysical analysis methods with available technologies coming from surface seismics and geotechnical engineering with the objective to conduct a long-term structural safety monitoring of existing rock tunnels.

Road or railway tunnels in general are traffic arteries which provide a number of unfavorable conditions which exacerbate the conduct of an inspection or monitoring measure. We suggest that a suitable procedure to monitor the integrity of existing tunnel structures should be:

- non-invasive (any harm or damage to the existing structure should be avoided),
- cost-effective and easy to accomplish,
- quick, so that road traffic is not disturbed or interrupted,
- robust, with regard to the hardware's resistance against humidity and dust exposure.

Considering these constraints, the monitoring procedure THEAM$^{TM}$ was developed which uses changes in the seismic response of the rock material to a predefined excitation signal as an indicator for changes, i.e. cracking of the rock material near the tunnel surface. The procedure's main task is to identify emerging cracks in the rocks in a non-invasive way *before* any hazardous collapses of the rock material occur.

The main idea of the methodology basically is to excite the tunnel by well-defined, artificially generated seismic source signals and to record the response of the tunnel-bedrock-system at fixed receiver locations attached to the tunnel surface (Figure 1). The receivers can be either distributed at equidistant locations over the tunnel wall and roof surface or concentrated to those tunnel segments where weak rock materials previously have been identified (weakness zones) and the generation of cracks is likely to occur.

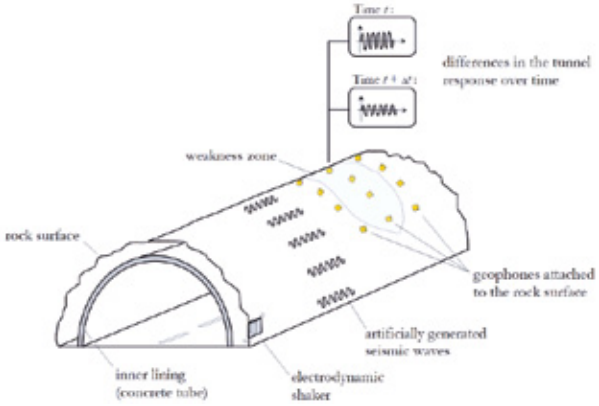



*Figure 1* *Sketch illustrating the operation principle of THEAM$^{TM}$. The electrodynamic shaker attached to the rock surface generates a deterministic sweep over a certain frequency range. The generated seismic signals are recorded on an array of geophones.*

By repeating these experiments at regular time intervals (e.g. weekly, monthly, quarterly) and by correlating the seismic waveforms of the same sensor site over time, those tunnel parts can be identified where the seismic response and thus the integrity characteristics have changed over time. Assuming that all constraints and boundary conditions (e.g. technical equipment) remain unchanged, variations in the waveform characteristics over time can be allocated to changes in the rock integrity. This facilitates a more precise and targeted visual inspection of the rock materials in the vicinity of the concerned sensor sites and hence a more thorough investigation of the causes.
In order to allow the long-term monitoring of large tunnel segments while meeting the defined prerequisites, the THEAM™ methodology as described above requires three main characteristics which will be successively addressed in more detail:

- Penetration depth/length of the generated seismic signals
- Reproducibility of the generated seismic signals
- Sensitivity towards mechanical changes in the rock medium.

These characteristics call for actively generated seismic signals which are fully predictable both in amplitude and phase, highly reproducible, and of controlled total energy. Such well-defined signals are commonly in use during state-of-the-art land seismic exploration utilizing so-called *Vibroseis* methods (*Crawford et al. 1960*). The third characteristic calls for seismic signals sensitive to cracks or other changes in the mechanical behavior of the rock matrix irrespective of variations in the pore filling. Since shear waves fulfill this prerequisite, shear-wave generators (shaker, exciter) of different type come into operation.

However, in order to develop a cost-effective procedure that can be applied over several years, the system must allow a fully automated mode that can run unattended and be operated by remote control.

## 2.1 PENETRATION DEPTH AND LENGTH

The determining factor for the procedure's practical application and in order to achieve a good cost-benefit relation consists in the penetration length of the generated seismic signals. This means, that the applied shaker must be able to introduce a certain amount of energy into the rocks so that seismic waves of certain amplitude and frequency travel over a long distance through the rock medium.

How far the excited shear waves penetrate i.e., travel through the rocks is, of course, dependent on a number of factors such as frequency and amplitude (i.e. the force with which the frequency is introduced into the rock) of the seismic signals, shear-wave velocity, damping (elastic and inelastic) and geological integrity of the rock medium and the level of background noise. The latter is especially important with regard to the system's application while the (road) tunnel is in use. However, experimental tests conducted under different noise levels reveal that higher levels of background noise can be easily tackled by the application of stacking techniques. Correlated time series between the artificially generated shear-wave signal and the response of the tunnel materials at different distances to the source are illustrated in Figure 2. A suitable resolution of the signals at high frequencies can be observed at 100 *m* distance to the source. This clearly allows for an efficient investigation of larger tunnel segments at once especially when placing the source site in the center point of a segment to observe.

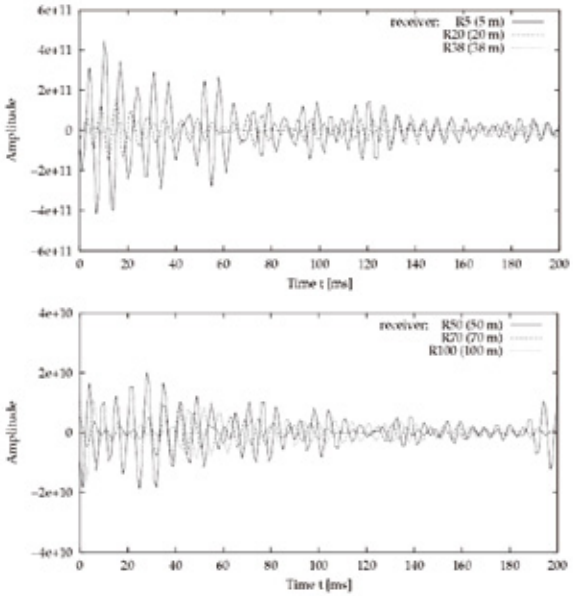



*Figure 2* *Correlated time series between the generated source signals and the receiver response at different distances (top: 5 to 38 m, bottom: 50 to 100 m). All receiver are placed along a line at the same tunnel wall as the shaker is mounted. The illustrated direction of motion complies with the direction of shaking. Note the different amplitude scaling between the two figures.*

## 2.2 REPRODUCIBILITY

A major prerequisite of the THEAM™ procedure lies in the ability to generate seismic signals which are fully reproducible over time both in phase and amplitude. This requires a high fidelity electronic control of the source that, at best, is coupled with a sweep generator.

Figures 3 and 4 shows example results at two receiver sites which clearly demonstrate the system's capability to produce identical signals over time. While Figure 3 compares the correlated time series of ten consecutively conducted records within a 20 minute time frame, Figure 4 illustrates the stacked records at four different days over a one month period.

In order to accomplish reproducible signals, the mounting conditions of the shaker and the receivers (sensors) must remain unchanged. Investigations have proven that the slightest change of any of these conditions will result in different results both in terms of amplitude and phase.

An important feature consists in the fact that the seismic signals are reproducible in all components of motion irrespective of the direction of excitation as well as at all locations on the tunnel surface irrespective of the mounting site of the shaker. As Figure 4 clearly demonstrates, reproducible signals can be achieved even at receiver sites placed at the deck (or the opposite tunnel wall) when the shaker is mounted to the wall.

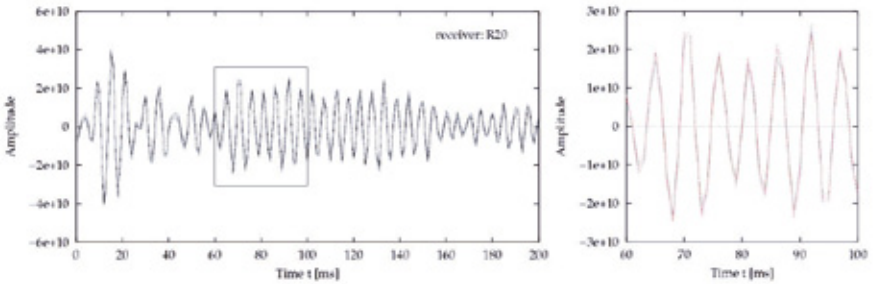



*Figure 3* *Correlated recordings of 10 subsequent sweeps at receiver R20 (20 m distance, tunnel wall). The reproducibility of the seismic signals for subsequently conducted tests is a prerequisite for further investigations.*

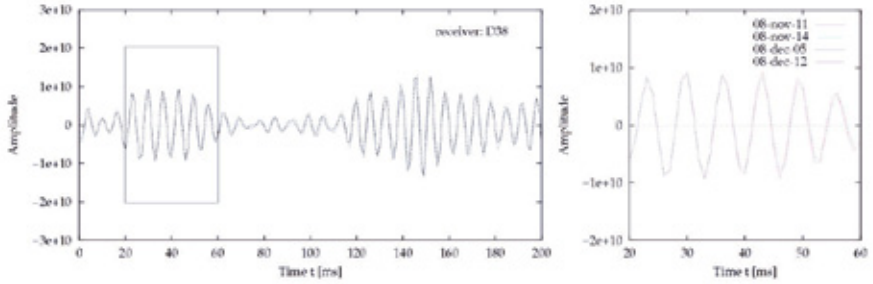



*Figure 4* *Stacked correlated signals of several testings conducted over a month period at receiver D38 (38 m distance, tunnel deck). Both, shaker and receiver have remained in place during the testing period.*

## 2.3 SENSITIVITY TOWARDS CHANGES

The most challenging part of the THEAM$^{TM}$ procedure is the demonstration of its sensitivity towards changes in the rock materials. Changes, that will be potentially dangerous for the integrity of the tunnel are especially slowly developing cracks in the rock body. Gradually evolving cracks in the rock mass alter the seismic waves traveling through the rocks and will influence the recordings at nearly located receivers (sensors). This especially since shear waves are sensitive to ruptures in the propagation medium.

In order to investigate the sensitivity of changes, the system's ability to reproduce identical signals had to be shown firstly (Figures 3 and 4). However, the artificial generation of deep seated changes in the tunnel rocks cannot be easily realized in a controlled test situation since this would involve severe security problems. The fallback solution was to simulate small changes to the near-surface rock layer through a number of holes (12 *mm* diameter and 200 – 400 *mm* depth) that were drilled in the immediate surroundings of a sensor (receiver R5). The excitation and recording was conducted before and after these holes were drilled.

Figure 5 compares the seismic responses of sensor R5 (exciter wall, close to the shaker) and sensor D5 (tunnel deck). A change of the seismic signals can be clearly identified at sensor R5 where a number of holes had been drilled after the first two recording cycles. In addition to minor modification of the amplitudes a clear phase shift can be observed after 40 *ms*. In

contrast, no changes except for the marginal amplitude variations can be observed for sensor D5 which is located at a certain distance to sensor R5. Another interesting feature of these experiments consists in the fact that the changes conducted at sensor R5 also influenced the response of those sensors which were located in the shadow zone of the source location and the site of the changes.

In conclusion, the conducted tests demonstrate a high sensitivity even to these very limited and small perforations that were deliberately introduced. This implies that an unambiguous identification of developing cracks in the rock body is possible. Until now, the procedure's capability to reveal and quantify realistic changes that are slowly developing in the rock materials could not be investigated. In combination with a fully automated recording mode, this will be the subject for long-term observations in selected tunnel structures in Norway.

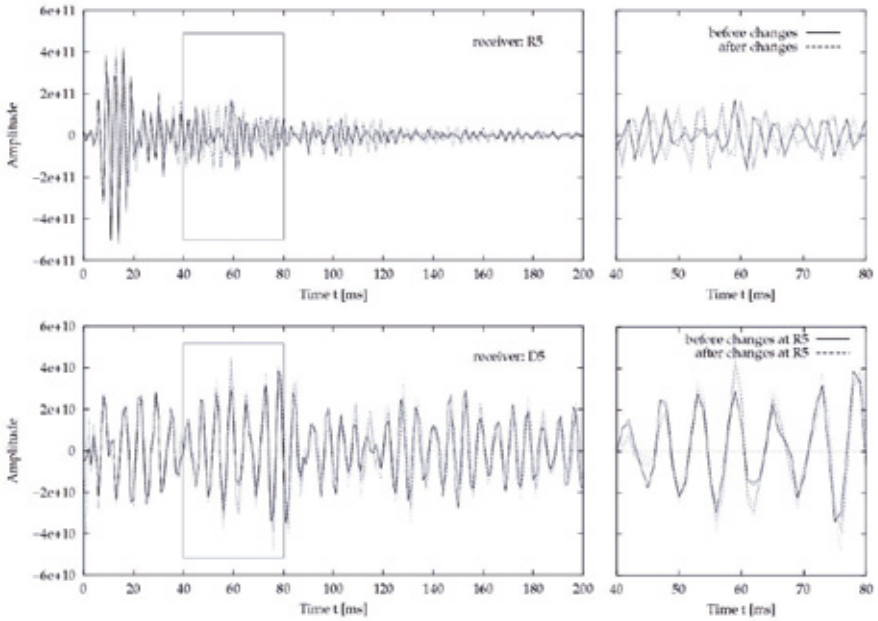



*Figure 5* *Correlated signals of several measurements which had been recorded over a two day period before and after changes had been applied to the immediate surroundings of receiver R5. After the first two recordings (before changes), changes were applied to the rock conditions at receiver R5 by drilling four holes of 12 mm diameter and 350 mm depth. Records conducted after the changes demonstrate a clear phase shift which cannot be observed in the records at sensor D5.*

## 3. CONCLUSIONS AND OUTLOOK

Recent incidents at tunnel structures in Norway, that partially led to severe implications and high economic losses called for alternative procedures in order to monitor the tunnels' state of health. With the described THEAM$^{TM}$ methodology, a non-invasive and straightforward monitoring of any rock tunnel is proposed.

During the experimental testings, several interesting features were found in the field of tunnel seismics. The three main tasks: penetration, reproducibility, and sensitivity towards changes, which were defined as prerequisite in order to develop a suitable tool for Tunnel Health Monitoring could be resolved and satisfied successfully.
Further advantageous features of the procedure can be summarized as follows:

- Independency of noise level: Especially in terms of reproducibility and sensitivity towards changes, results are independent of the noise level in the tunnel. For the frequency ranges applied, variations in the noise level during the measurement campaign over several weeks did not have any influence on the results. This, however, is not valid with regard to penetration where a certain signal-to-noise ratio is required in order to resolve the seismic signals in larger distances to the source. This means that recording is done without traffic interruption but at hours with little traffic.
- Independency of shaking direction or placement of the exciter: It was possible to demonstrate that the direction of the shear-wave excitation (tangential or longitudinal) does not have large influence on the results. In addition, the placement of the shaker at the wall is sufficient in order to produce waves which are traveling over the whole tunnel cross-section. Signals recorded at the opposite tunnel walls or at the tunnel deck show no decrease in amplitude or resolution.
- Independency of the sensor component: Comparable results can be observed in all sensor components (radial, longitudinal, and tangential with regard to tunnel orientation). Understandably, those receiver components parallel to the excitation direction will show highest amplitudes.

Especially these last findings corroborate the proposed THEAM$^{TM}$ methodology since they emphasize the procedure's cost-effectiveness. Thus, THEAM$^{TM}$ has the potential to substitute or complement existing methods to observe and monitor existing rock tunnels or any other underground structure.

The system's applicability to be operated in a fully automated mode by remote control will facilitate a long-term observation and thereby again increase its cost-effectiveness. After each testing cycle the recorded data will be transferred via GPRS to a central data processing unit. The real-time data processing will compare the newest data with data recorded the last day, last week and last month. An implemented 'traffic light' decision logic will automatically issue red and yellow alert messages to the road authorities when changes in the signals larger than predefined thresholds are detected (Figure 6).

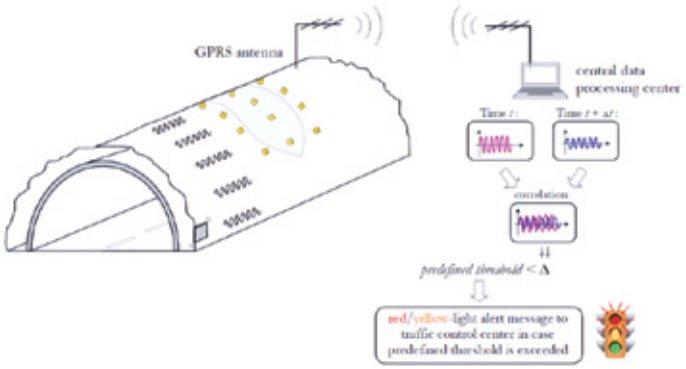



*Figure 6* *Fully automated mode of THEAM™ with real-time data transfer via GPRS to a central data processing unit. In case that changes in the seismic records exceed a certain predefined threshold, alert messages are sent to the traffic control center.*

## ACKNOWLEDGMENTS

The development of the presented THEAM™ procedure has been supported by The Research Council of Norway (*Norges forskningsråd*). Assistance received by Statens Vegvesen and Jernbaneverket in order to provide test tunnels in the Oslo region is gratefully acknowledged. We thank Dr. Jochen Schwarz, Lars Abrahamczyk and Dr. Christian Golbs of Earthquake Damage Analysis Center at Bauhaus-University Weimar for jointly conducting experimental tests and valuable input.

The authors would further like to thank the following individuals for their commitment and help during the conduct of the project: Mr. Stig K. Thoresen (Multiconsult, Ski), Mr. Rune Lindvik (NORSAR, Kjeller), Mr. Hom Nath Gharti (NORSAR, Kjeller), Mrs. Nicole Müller (University of Hamburg), and Mr. Jan Fredrik Olsen (Campus Kjeller),.

## REFERENCES

Crawford, J.M., Doty, W.E.N., and Lee, M.R. (1960): Continuous signal seismograph, Geophysics 25, 95–105.

Dagens Næringsliv (2007): Stenger sju tunneler på E18. Web report published on http://www.dn.no/forsiden/politikkSamfunn/article1066091.ece, 11.04.2007.

Inazaki, T., Isahai, H., Kawamura, S., Kurahashi, T., and Hayashi, H. (1999): Stepwise application of horizontal seismic profiling for tunnel prediction ahead of the face, The Leading Edge 18, no. 12, 1429–1431.

Lüth S., Giese R., Otto P., Krüger K., Mielitz S., Bohlen T., and Dickmann T. (2008): Seismic investigations of the Piora Basin using S-wave conversions at the tunnel face of the Piora adit (Gotthard Base Tunnel), International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 45 (1), 86–93.

Petronio, L., Poletto, F., and Schleifer, A. (2007): Interface prediction ahead of the excavation front by the tunnel-seismic-while-drilling (TSWD) method, Geophysics 72, DOI:10.1190/1.2740712.

Statens vegvesen (2007): Robot gjer jobb en i tronge tunnelrom, Vegen og vi 20, 18. desember 2007, 18–19.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# OPTIMALISERT GRUVEMODELL BASERT PÅ SPENNINGSMÅLING

Optimized mine model base on rock stress measurements

Bergingeniør Thomas B. Addison, Franzefoss Miljøkalk AS

## SAMMENDRAG

Franzefoss Miljøkalk AS har i løpet av de fem siste årene åpnet og utviklet en ny gruve på deres dolomittforekomst i Ballangen, Nordland. Mann har benyttet seg av tilegnede erfaringer, vitenskaplige metoder og andres råd og erfaringer gjennom gruppemøter, for å finne den optimale driftsmodellen for gruva. Det har vært en modningsprosess, som har pågått i snart 2 år. Resultatet er en driftsplan for storstilt underjordsdrift i strosserom, som er ca. 40 meter brede og 17 meter høye. Muligheten for å sener kunne gå inn og rive den horisontale pilaren, gjør at vi utnytter store deler av forekomsten. Målinger og modelleringer utført av SINTEF har blitt verifisert i felt, ved å åpne store bergrom med en bredde på over 40 meter, uten å få stabilitetsproblemer. Etableringen av det nye driftsmønstret begynner i 2010 og vil markere begynnelsen på en ny spennende tid på anlegget.

## SUMMARY

During the last five years Franzefoss Miljøkalk AS has opened and developed a new mine on their dolomite deposit in Ballangen, Nordland. By using acquired experience, scientific methods and others advice and experience through group meetings, one has sought to find the optimal lay out for the mine. It has taken 2 year for the process to develop. The result is a mine plan that caters for large scale underground mining in stopes that are app. 40 meters wide and 17 meters high. The possibility to further develop the mine by extracting the horizontal pillar means that we utilise a large part of the deposit. In situ measurements and the modelling done by SINTEF has been verified by opening stopes over 40 meters wide, without causing problems with the stability. Establishing the new mine lay out will commence in 2010 and will mark the start of a new exiting periode for the plant.

## INNLEDNING

Franzefoss Miljøkalk AS (FMK) er et selskap som tar ut og leverer kalk og dolomitt. Selskapet har flere dagbrudd og en gruve i Norge. Tidligere har selskapet drevet gruver og dagbrudd, men siden midt på 90-tallet og fram til 2004 var det kun drift i dagbrudd. Da måtte en av avdelingene videreutvikles og det ble åpnet en gruve i Ballangen. Dolomitten til FMK tas ut ved anlegget på Hekkelstrand i Ballangen kommune. Årlig uttak er på ca 150.000 tonn og det er dolomittens høye hvithet som er dens salgsfortrinn.

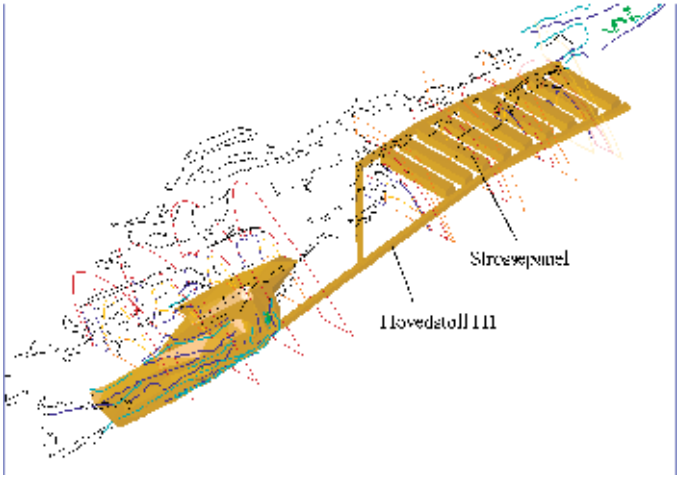
Selv om det har vært sporadisk prøvedrift for å ta ut blokkstein på Hekkelstrand, fra slutten av 1800-tallet, så var det først i 1971 at dagens dagbrudd ble åpnet. Etter 25 års drift begynte forholdet mellom gråberg og dolomitt å bli 1:1 og mann vurderte muligheten for å fortsette

uttaket i gruve. I løpet av 2003 og 2004 ble det kjerneboret og lagd en 3D-modell av forekomsten. På dette tidspunktet valgte mann å ikke utføre spenningsmålinger, da det ville være vanskelig å finne et egnet målested som garantert ikke var påvirket av dagbruddet. Våren 2004 presentert Berg.ing. Lisbeth Storhaug en driftsplan for gruva som ble godkjent av styret. Det ble gjennomført en anbudsrunde og valg av underentreprenør falt på Leonhard Nilsen og Sønner AS (LNS). Basert på driftsmodellen ble det planlagt oppstart i oktober 2004.

*Figur 1. Flyfoto av forekomsten på Hekkelstrand.*

## GEOLOGI OG DEN FØRSTE DRIFTSPLANEN

Forekomsten er en antiklinal med varierende mektighet fra 10 meter til 45 meter og aksen har et fall på 10 grader. Men geologiske kartleggingen viser at den også har en utgående ca. 3 km inn i retning av Håfjellet, og derfor må knekke og gå over til å stige videre ut. Innslaget ble lagt så dypt som mulig i dagbruddet for å kunne drive hovedstollen med svak stigning for å slippe å pumpe ut vann fra stuffen. Driftsmønsteret er basert på en modell som er brukt i FMK tidligere. Det er en type paneldrift hvor det drives i to høyder, først tas topskiva og så palles det ned for å gi en totalhøyde på ca 17 meter. Det ble lagt opp til å ha like brede tverrslag og pilarer. En av forutsetningene til dette driftsopplegget var å klare å blande to typer dolomitt med litt forskjellige kvaliteter.




*Figur 2 Første driftsplan basert på kjerneboringer v. Berging. Lisbeth Storhaug.*

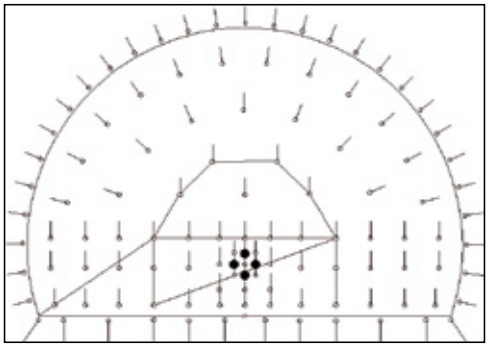
## OPTIMALISERING BASERT PÅ ERFARING

Det ble lagt opp til å drifte gruva basert på konvensjonelle erfaringer fra andre underjordsprosjekt. Og etter som vi fikk erfaring med berget, så optimalisere vi driftsmønsteret deretter. Selve boringen av splitten for påhugget gikk greit, men etter sprengingen fikk vi ikke noen fin vegg. I overgangen øverst på pallkanten så det rufsete ut og vi var usikre på hvor stabil veggen ville bli. Manuell rensk viste at fjellet var ”fast” og vi bestemte oss derfor for å klattbolte etter behov basert på om driverne syntes fjellet virket "bomt". Det ble diskutert om vi skulle bruke sprøytbetong og utbedre stuffen, men samtaler med andre viste at det ikke var noen garanti for suksess, så vi valgte derfor å fortsette med de valgte sikringstiltakene.

*Figur 3. Pallkanten etter splitting*

Det var nødvendig å skyte flere strossetak på høyre siden for å få rettet opp stuffen. Disse påvirket heller ikke stabiliteten i veggen merkbart. Arealet til tunnelåpningen ble bestemt ut i fra praktiske hensyn. Vi ønsket en veibane med 10 meters bredde og nok høyde, ca. 7 meter for å unngå konflikter med ventilasjonsduken. Etter samtaler med Orica, og Per Arne Wikstrøm, fikk vi tilsendt et forslag til en standard salveplan med en buet heng. Profilen ble valgt for å gi størst sannsynlige stabilitet uavhengig av spenningsbildet. Salveplanen har et boremønster med ca. 110 hull.

For å redusere belastningen på hengen i selve åpningen, valgte vi å dele salva i to og skyte bunnen først og toppen etterpå. Dette fungerte bra og vi fikk den hengen dere ser i Figur 5. Igjen noe rufsete i kanten men ellers stabil. Allerede etter 3 salver viste det seg at hengen var relativt jevn og vi var ned i 3-4 bolter per salve. Boltemengden har variert noe fra salve til salve men i gjennomsnitt så bruker vi 3 bolter per salve. Videre så vi at 110 hull per salve var mer enn nok i forhold til dolomitten. Borehullstettheten førte til at vi fikk overknusing i salva og for mye finstoff i produksjonen.



*Figur 4 Salveplan for åpningssalve v. Orica*

Derfor bestemte vi oss for å korrigere salveplanen og begynte å redusere antall hull fra salve til salve. I dag har vi en stuff på ca. 70 m.$^2$ og har 96 hull i salven, det går med ca 600 kg. sprengstoff per salve dvs. ca. 0,55 kg sprengstoff/ tonn brutt. Dette gir et greit forhold mellom oppknusing i salva og storstein ved knuseren. Etter å ha driftet 60 meter begynte vi å kaksbore for å finne grensen mellom dolomitten og gråberget. Den første boringen viste at vi hadde 25 meter dolomitt ute til venstre og 4 til 5 meter ute til høyre. Av praktiske hensyn er det nødvendig med ca. 3 salvedybder i tverrslaget for å unngå å rive ventilasjonsduken og trekke ut strømkabler,

derfor etablerte vi et rom og pilar område 40 meter innenfor gruveåpningen. Samtidig ser vi at vi har lite eller ingen stabilitetsproblemer og begynner å flate ut hengen og få et mer kvadratisk tverrsnitt.

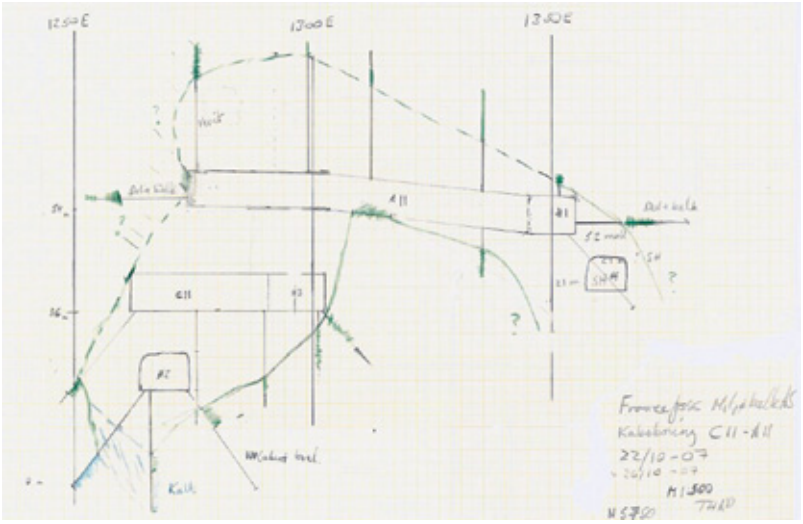
*Figur 5 Hengen etter åpningssalven*

Våren 2005 hadde vi kommet så langt at vi skulle drive tverrstollen for å etablere topstollen i driftsmønsteret. To ting inntraff nesten samtidig, vi fikk en geologisk anomali i form av en 3 cm tykk stripe med amfibolitt midt i stuffen og dolomitten i tverrstolen var av for dårlig kvalitet for å selge som industrimineral. Det mest alvorlige var mangelen på dolomitt med ok kvalitet i det som skulle være selveste kjernen i panelområdet. Kjerneboringene hadde vist at det var god kvalitet i enden av tverrstollen, så vi valgte å forsere denne for å komme fram til dolomitt med ok kvalitet. Dette lyktes og det var salgbar dolomitt med ca 40 meters mektighet. Dessverre så viste det seg at kvalitetsforskjellen mellom de to dolomitt typene var for stor og vi måtte legge om til rom og pilar drift i de to områdene kalt høyre foldeben og venstre foldeben. I høyre foldeben slet vi med amfibolitt i stuffen og etter å ha kaksboret alle veier la vi om driften og begynte å klatre i forekomsten, målsetningen var å komme til toppen i antiklinalen. I tillegg fulgte vi dolomitten i venstre foldeben mot dagen, for å se om vi fikk en mer direkte kjørevei til knuseren. Vi hadde også fått en god del erfaring med fjellet og i en av tverrslagene var oppsprekkingen så omfattende at det måtte være horisontalspenninger til stede for å holde den oppe.

*Figur 6 Bilde av oppsprukket heng*

Over de neste to årene gikk driften normalt. Og etter de justerte gruveplanene og i løpet av september 2007 klarte vi å drifte et tverrslag på tvers av forekomsten øverst i antiklinalen.

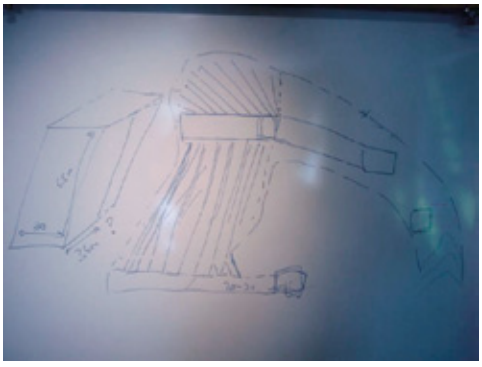
Herfra fikk vi kaksboret skikkelig i alle retninger. Dette og de andre stollene ble brukt til å tegne opp det første kjente tverrsnittet av forekomsten. Stollen H4 og er tegnet inn i etterkant.



*Figur 7 Geologisk profil av forekomsten i A11 og C11 tverrslagene.*

**ERFARINGER OG MÅLINGER**

Med en bekreftet geologisk profil var det på tide å se på mulighetene for å optimalisere driftsmodellen og utvinne maksimalt fra forekomsten. Men en av farene med å sitte alene på et anlegg, er å gå seg fast i et bestemt spor og ikke se på flere alternative løsninger. Derfor satte vi sammen en liten gruppe bestående av: Olav Markussen FMK, Sten Sollum Franzefoss Minerals, Håkon Mork Verdalskalk, Ove Sollid North Cape Minerals, Arne Myrvang SINTEF samt Peter Brugmanns og Stein Erik Hansen, begge fra Bergvesenet. Vi la opp til et en dags seminar med presentasjon av gruva, befaring og en åpen brainstorming rundt mulige og umulige driftsmodeller. I løpet av befaringen ble det påvist sprakfjell uten synlige stabilitetsproblemer, det var kun enkelte flak som hadde skallet av. Etter en lang dag var dommen klar, for lite kartlegging både geologisk og uten spenningsmålinger gjorde det vanskelig å se for seg store omlegginger i det planlagte driftsmønsteret. Det blir bestemt at vi skal få SINTEF til å utføre spenningsmålinger. En gjennomgang av gruvekartene og befaringen gjør at det fastsettes egnede plasser for utføre en 3D-måling og en door-stopper måling. Men hvis spenningsforholdene var gunstige så kom man fram til geometrien vist på bilde.



*Figur 9 Skisse på white board*

Som ville gi en type skiverasbrytning. Beklager bildekvaliteten med et er et foto av white boarden og et forslag til brytningsplan etter mange timers diskusjoner.

I løpet av desember 2007, ble målingene utført uten problemer og resultatene forelå (SINTEF rapport SBF IN F0905): *Merk at gruva har et eget koordinatsystem og gruvenord er dreid 135grader i forhold til magnetisk nord.*

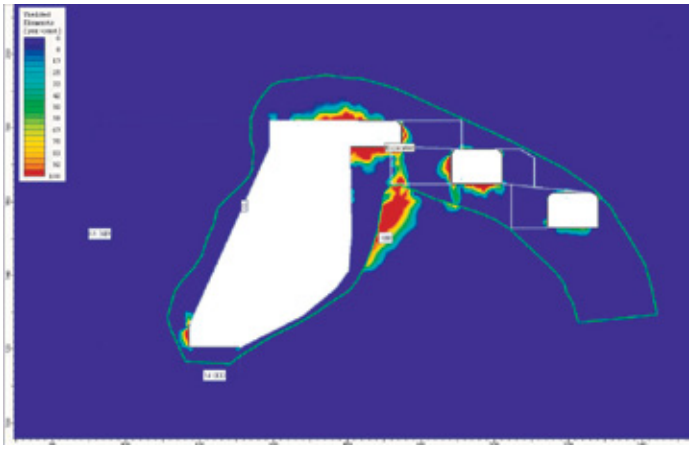
Største hovedspenning, $\sigma_1$=8,5 MPa ± 3,1 MPa.
Har orientering 244˚ fra gruvenord og faller 45˚ mot NØ

Mellomste hovedspenning, $\sigma_2$=6,0 MPa ± 2,5 MPa.
Har orientering 152˚ fra gruvenord og fall 3˚ mot NV

Minste hovedspenning, $\sigma_3$=4,4 MPa ± 1,2 MPa.
Har orientering 59˚ fra gruvenord og fall 45˚ mot SV

*Figur 10 Spenningsbilde tegnet i 3D.*

Med bakgrunn i spenningsmålingene og forslaget til utforming av bergrommet gjorde SINTEF modelleringer av de foreslåtte bergrommene.



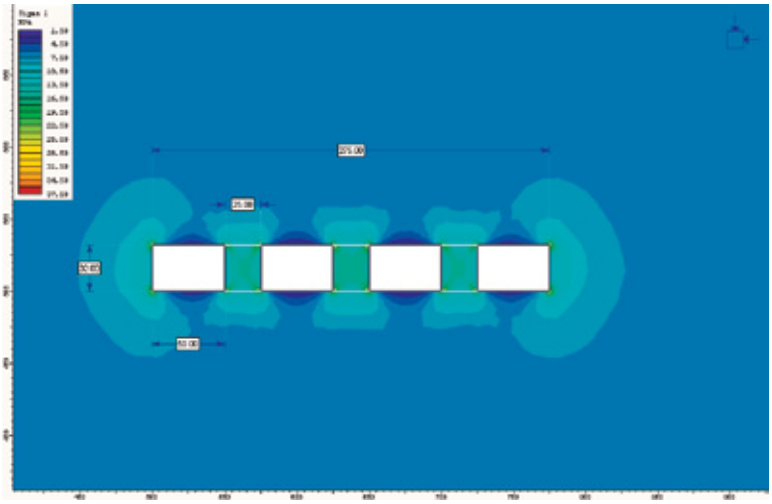
*Figur 11 Områder med elementer som har høyere påkjente laster enn kapasitet.*

Med målingene på plass og enda mer kunskap om forekomsten ble det kalt inn til et nytt møte med nesten de samme deltagerne: Olav Markussen FMK, Sten Sollum Franzefoss Minerals, Håkon Mork Verdalskalk, Juan Rojas Ruiz Verdalskalk, Ove Sollid North Cape Minerals, Arne Myrvang SINTEF og Idun Kjølle fra Bergvesenet.

Prof. Arne Myrvang presenterte resultatene av målingene og modelleringen. Det er helt klart at vi har gunstige spenningsforhold og at disse åpner opp for alternative scenarier for hvordan vi optimalt kan utnytte forekomsten. Den første modellen tar utgangspunkt i skivepallbrytning med

en profil som vist i Figur 11. Videre vurderte SINTEF lengden på rommene ved både 50 meter og 60 meter oppsummert de slik (ref SINTEF Rapport SBF IN F0905 og FIGUR 13)

- Bergspenningene i en gunstig størrelse og retning, slik at spenning rundt åpninger er gunstig
- Bergmassen er av god kvalitet, slik at modellen indikerer at kun lokale soner vil få overbelastning. Vegger og pillarer er indikert stabil.
- Rommenes lengde kan økes, eller pillartykkelsene kan reduseres.



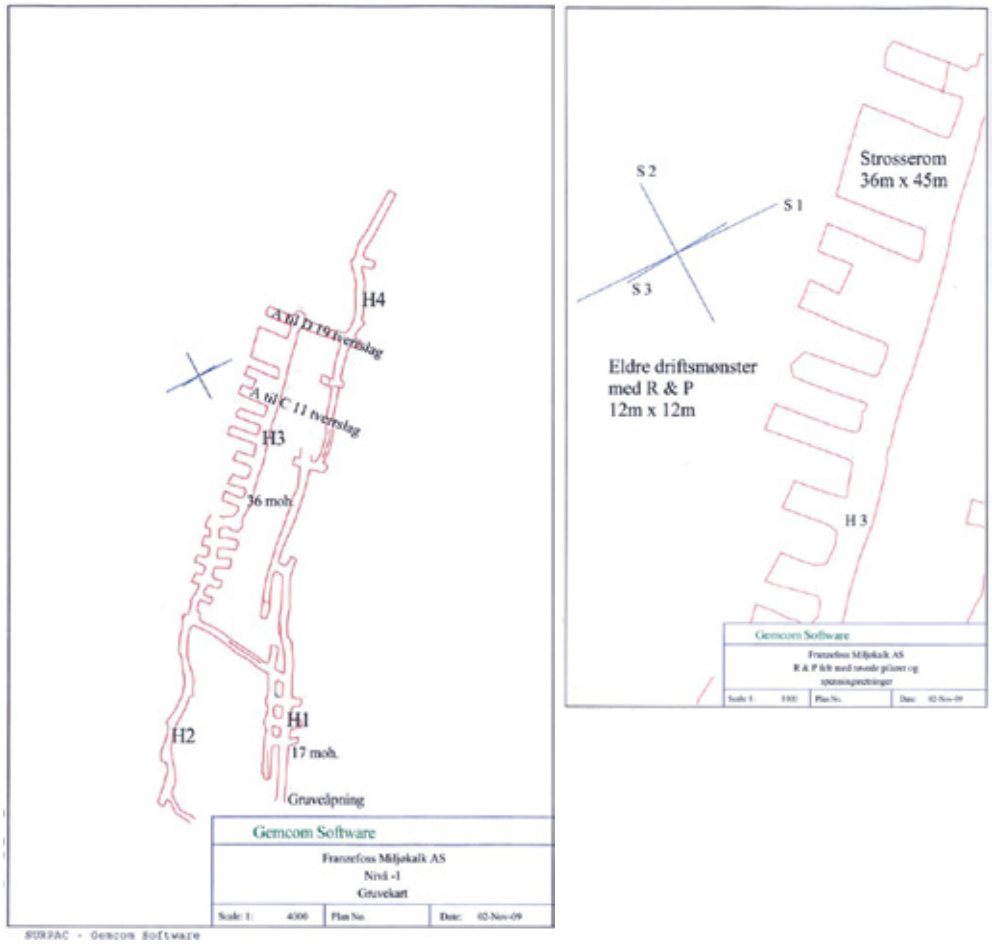
*Figur 13. Model av bergrom i det horisontale planet.(SINTEF)*

Med dette som utgangspunkt ble det gjennomført en ny befaring og spesielt område i H3 ble viet spesiell oppmerksomhet. I henhold til rapporten og målingene skulle det ikke være noe problem å røve en av pilarene. Det er ikke store synlige forskjeller i hengen i område og valget falt derfor på pilaren nest innerts i systemet. Den siste pilaren i feltet hadde vi valgte å lage 14 meter bred for å sikre mellom det "utdrevne" område og et eventuelt storskalaområde.
Pilaren var 33 meter lang og ble revet fra innsiden, dermed er den innerste delen boret og skutt langs med forekomsten, dette resulterte i en relativt rufsete heng. Selv dette har ikke innvirket på stabiliteten i hengen. Etter hver salve ble hengen inspisert før neste salve ble boret enten av Arbeidsformannen Lage Erlandsen eller anleggssjefen. Da vi hadde fått nok rom, snudde vi riggen og boret på tvers av forekomsten. Å bore og sprenge på denne måten gav meget gode hengforhold og en slett fin heng, men allikevel er det sekker i bergrommet, da det ikke var mulig å skyte ned de gamle konturene fra de tidligere tverrslagene.

*Figur 14. Bilde av bergrom etter at pilaren er røvet, det er flere "sekker i hengen"*

Røvingen av pilaren var en suksess og selv med en dårlig utforming av hengen virker bergrommet å være stabilt og det ble ikke brukt mer bolter enn normalt ved etterrensk og sikring.

Utsnittet av gruvekartet viser hvordan bergrommet ser ut. Vi har også startet å røve pilaren i det tilstøtende rommet.




*Figur 15 Kart over gruva- Nivå 1 H2 og H3 er i venstre foldeben, H1 og H4 er i høyre foldeben samt utsnitt av gruvekart i område hvor pilaren er røvet.*

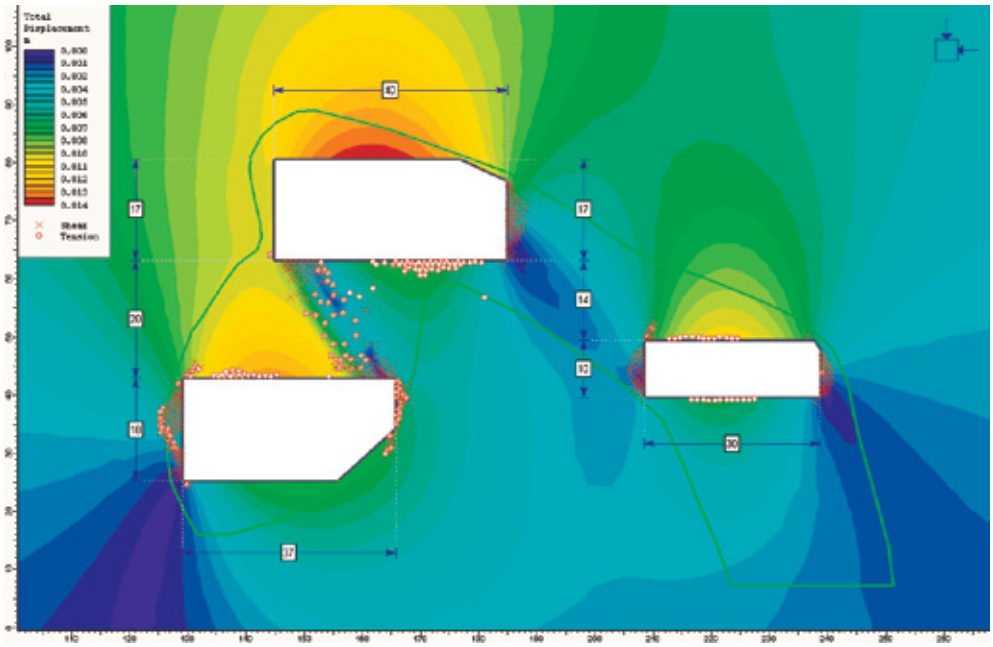
DEN ENDELIGE MODELLEN ?

Etter å ha dokumentert og vist at vi har gode spenningsforhold i gruva, var vi fortsatt ikke helt fornøyd. Det var flere punkter som fortsatt var en utfordring.

- Driftsmodellen ville kreve to rigger,
  - en standard rigg
  - en langhullsrigg.
- Ved langhullsboring ville mann være sårbar for overboring og gråbergsinnblanding
- Det må etableres en egen adkomstvei på nederste nivå.

- Flere typer lastere
    - Standard hjullaster med sidetipsskuffe ved oppfaring
    - Fjernstyrt laster for strosserommene.

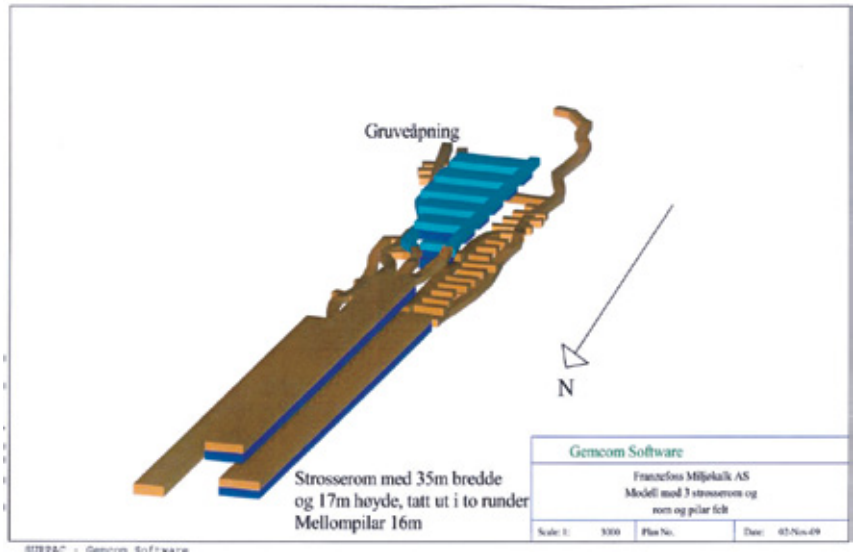
Med et årlig uttak på rundt 120.000 tonn ville dette gi store økonomiske belastninger og samtidig begrense fleksibiliteten i forhold til mulige geologiske variasjoner i forekomsten.
Vi jobbet videre internt i selskapet og etter flere runder kom vi opp med en annen løsning. Forslaget er en modifisert modell med 3 strosserom, 2 tilnærmet identiske rom i venstre foldeben og et rom i høyre foldeben. Rommet i høyre foldeben har begrenset geometrisk utforming på grunn av geologien.



*Figur 16: Displacement and failure mode. (SINTEF)*

Det nederste strosserommet trenger en buet heng, ellers så viser modellen at disse rommene kan etableres i den fulle utstrekningen av forekomsten. I forhold til våre behov så har denne modellen flere fordeler.

- Det kan brukes en rigg på topskiven og strossing
- Det er kun behov for en konvensjonell hjullaster.
- Da mann følger grensene til forekomsten, er det lett å sette igjen nok dolomitt for å hindre innblanding.
- Da de er planlagt med 17 meters høyde, så er det mulig å ferdes i rommene selv når de har avansert fremover.
- Flere store stuffer gir gode muligheter for å blande dolomitten til ønsket kvalitet.

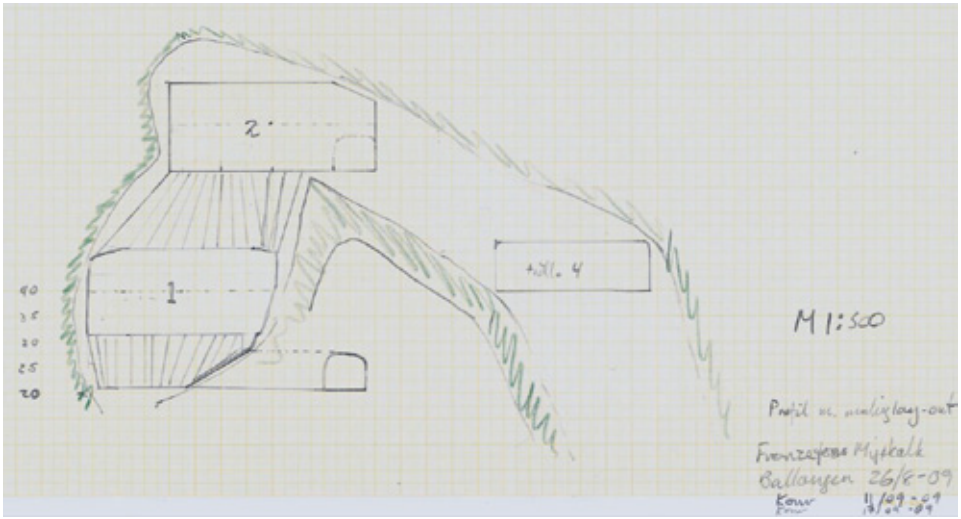



*Figur 17 3 D modell av gruva med tre strosser og et R & P område øverst i antiklinalen.*

Gruvemodellen i Figur 17 strekker seg ca. 600 meter lenger inn i forekomsten en vi står i dag. Dette sammen med et rom og pilar område som skal etableres øverst i antiklinalen, over dagens stollsystem, vil gi nok stein til å levere til verket de neste 25 årene. I tillegg til det så strekker forekomsten seg minst 2 kilometer lenger inn i fjellet. Videre så har det aldri blitt utført geologisk kartlegging nedover i høyre foldeben på grunn av for mye overdekning. Nå med både H1 og H4 der, så er det mye lettere å utføre et kjerneboringsprogram, og et borkakshull har allerede vist god dolomitt mot dypet.

KONKLUSJON

I løpet av de siste 5 årene har vi tilegnet oss en del erfaringer om fjellets beskaffenhet og begrensninger, eller skal mann si mangel på begrensninger. De gode spenningsforholdene gjør at ved å velge riktig utforming så vil det være mulig å ha store stabile strosserom og en relativt enkel driftsmodell uten større geometriske utfordringer. En driftsplan er under utarbeiding som vil dekke bedriftens behov for råvarer de neste 25 årene. Det prosessen har vist, er at det er viktig å skynde seg langsomt når mann utvikler en gruve. Kombinasjonen av praktisk erfaring og vitenskap har komplettert hverandre, og gjort det mulig å utnytte forekomsten maksimalt. Det var riktig å sette sammen en bred gruppe av mennesker med mye erfaring fra forskjellige anlegg. Arbeidsformen, med flere møter og diskusjoner, bidro til å se utfordringene fra flere sider og få stilt mange kritiske spørsmål der og da. Driftsplanen dekker 25 år og det er uten å ta med volumet som er mellom de to strosserommene i venstre foldeben og i fremtiden ser det kanskje ut som dette:




*Figur 18. Tverrsnitt av gruva med etablering av utlastingsnivå og røving av horisontal pilar.*

Analysen er allerede gjort og viser at det er mulig. Men da dette er 25 år fram i tid så er det en oppgave for fremtidige bergingeniører. Da håper jeg at de også snakker sammen og lytter til erfarne damer og herrer.

REFERANSER

Myrvang A., Nov 2007: ”Rock mechanical factors in connection with underground mining at FMK AS,” Hekkelstrand

SINTEF report dated 29th of September: “Ballangen – Numerical modelling removing the horizontal pillar.” Project Manager Nghia Trinh

SINTEF report dated 16th September 2009: “Ballangen – Numerical model for the horizontal pillar”. Author Nghia Trinh

SINTEF report dated April 2009: “Bergspenningsmålinger og numerisk analyse, FMK AS Ballangen.” Forfattere Pål Drevland Jakobsen og Trond Larsen

SINTEF report dated 11th of February 2009: ” Bergspenningsmålinger og numeriske analyser, FMK AS,” Ballangen. Forfattere Pål Drevland Jakobsen og Trond Larsen

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# NOVAPOINT TUNNEL
# - NY MODUL FOR GEOLOGI OG BERGSIKRING

**Novapoint Tunnel – New module for geology and rock support**

Siv.ing Are Håvard Høien, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

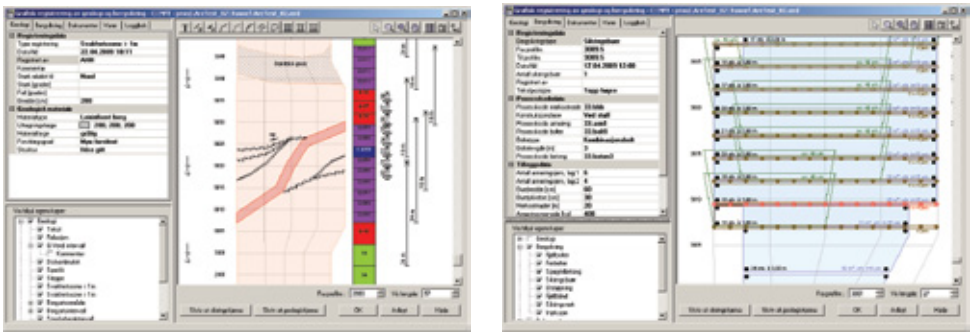
**SAMMENDRAG**:
For at Statens vegvesen skal få en god og enhetlig oversikt over geologien og bergsikringen i nye tunneler er det utviklet ny funksjonalitet i programvaren Novapoint Tunnel. Statens vegvesen vil med den nye funksjonaliteten sikre, og legge til rette for, bedre datafangst under drivingen av tunneler og standard sluttdokumentasjon.

**SUMMARY:**
To give the Norwegian Public Roads Administration a comprehensive and uniform overview of the geology and rock support in new tunnels, new functionality in Novapoint Tunnel has been developed. With this new functionality, the Roads Administration will ensure and enable data gathering as part of the tunnel excavation.

## Novapoint Tunnel – Geologi og bergsikring

For at Statens vegvesen skal få en god og enhetlig oversikt over registrert geologi og utført bergsikring i nye tunneler er det utviklet en ny del i planleggingsverktøyet Novapoint, som Statens vegvesen allerede benytter til planlegging og prosjektering. Den nye funksjonaliteten inngår i modulen Novapoint Tunnel og er kalt Geologi og bergsikring.

Den nye funksjonaliteten er utviklet i samarbeid mellom Statens vegvesens Tunnel- og betongseksjon og Vianova Systems. Prosjektet er finansiert gjennom Statens vegvesens etatsprogram Moderne vegtunneler.

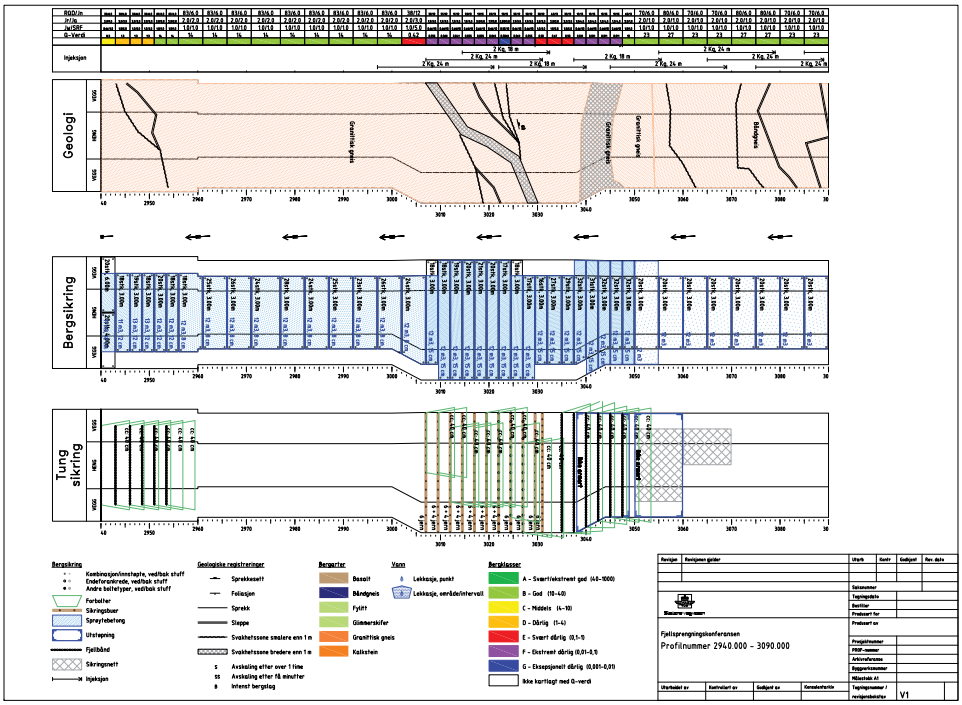


*Figur 1: Skjermdump av grafisk registrering av geologi og visning av bergsikring.*

Statens vegvesen vil med dette verktøyet sikre, og legge til rette for, datafangst under driving av vegtunneler. Det er i programvaren lagt opp til standarder for hvilke data som skal lagres og hvordan disse skal presenteres. I hovedsak er dette geologiske data (inklusive bergmasseklasifisering etter Q-systemet), ulike typer av bergsikring og injeksjon, forekomst

av vannlekasjer, salveinformasjon og dagbok, samt kobling av opplastede dokumenter. Eksempler på slike dokumenter kan være foto fra stuff, labrapporter av leirprøver, injeksjonsrapporter, kontrolldokumentasjon og borparametertolkning Alle data er stedfestet til relevant plassering i tunnelen og er gjort klar for lagring til database. Informasjonen vil med det bli gjort søkbar. Det er også lagt opp til at man kan legge inn data fra eksisterende tunneler.

Det er under utviklingen lagt stor vekt på et enkelt brukergrensesnitt og registreringen foregår i hovedsak grafisk på et utbrettet tunnelprofil. Det er forutsatt at verktøyet skal legge til rette for kartlegging i tunnel, være aktivt i bruk ved analyse og beslutningsprosesser i drivefasen og til sluttdokumentasjon ved avslutning av prosjektene. I programmet er det en rekke funksjonalitet som ivaretar disse forutsetningene.. Man kan få utskrifter av stuffkartleggingsskjema med tidligere registrert geologi, Q-verdi og bergsikring. Det finnes også funksjonalitet for å eksportere sikringsmengder og salver til Excel for videre behandling til f. eks fremdriftsdiagram og økonomi- og mengdekontroll. Geologi og bergsikring kan eksporteres til Autocad og enkelt produsere standard ferdigtegninger. Dagbok og salvedata kan eksporteres til Word.




*Figur 2: Sluttdokumentasjon eksportert til Autocad og plottet.*

En videre utvikling av programmet kan inkludere lagring av bolteregistrering rett fra rigg, direkte lagring av borparametertolkning, vann og frostsikring, skanning, data fra forundersøkelser og presentasjon med 3D-funksjonalitet. Det viktigste steget videre er å få dataene inn i en sentral database for sikker lagring og med enkel tilgang, slik at man får en god oversikt over landets vegtunneler.

*Innlegget består i hovedsak av en demonstrasjon av programmet.*

# SVART SKIFER – NYE LØSNINGER TIL ET GAMMELT PROBLEM

## Black Shale – new solutions to an old problem

Cand. Scient Kim Rudolph-Lund NGI
Siv. Ing. Erik Endre NGI

SAMMENDRAG

Problemene assosierte med alunskifer er velkjent i Oslo området. Svart skifer kan svelle når den forstyrres fra sitt naturlige avsetingsmiljø, noe som kan resultere i skade på bygninger, nedbryting av stål og betong fundamenteringer, svovel og tungmetaller kontaminering av grunnvann, og utslipp av karsinogen radon gass.

Gode anerkjente løsninger for utføring av bygninger og infrastruktur i svartskifer miljøer og for fjerning og deponering av overskudds materialer finnes ikke i dag på grunn av mangelfull kunnskap om alunskifer. Detter fører til kortere levetid og skader på fundamenter. Per i dag finnes ikke gode deponiløsninger for alunskifer. Bransjen mangler et verktøy for å kunne karakterisere alunskifer.

Forskningsprosjektet "Black Shale: Improved and sustainable solutions for the building, construction and real estate sector" utarbeider retningslinjer til entreprenør bransjen som bygger i svart skifer hvor både ingeniør og miljø aspekter er tatt vare på. Noen av de hovedmomenter er presentert for å forstå hvor viktig det er med å bruke anbefalte metoder.

SUMMARY

The problems associated with black shale are well known in the Oslo area. Black shales might swell when disturbed from their natural deposition setting, resulting in damage to buildings, deterioration of steel and concrete foundations, sulphur and heavy metal contamination of the groundwater and the emission of carcinogenic radon gas.

Good and recognised approaches for the design of buildings and infrastructure in black shale environment, and for the removal and disposal of the excess material do not exist today because of insufficient knowledge about black shales. This leads to shorter life spans and damages to foundations. Today there are not any really good solutions for the deposition of black shale. The industry does not have a tool for the characterization of black shales.

The research project "Black Shale: Improved and sustainable solutions for the building, construction and real estate sector" is in the process of producing guidelines for construction work in black shales, where both the engineering and environmental aspects are taken care of. Some of the main points of these guidelines are presented in order to understand the importance of using the recommended methodology.

FJELLSPRENGINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 2009

# NYTT DOBBELTSPOR PARALLELT MED NY FIREFELTS MOTORVEI LANGS MJØSA

# BUILDING NEW DOUBLE TRACK AND FOUR LANE HIGHWAY ALONG THE SHORELINE OF LAKE MJOSA

Prosjektleder Jan Ausland, Jernbaneverket.
Planleggingsleder Jarle Tangen, Statens vegvesen.
Medforfatter: Informasjonsleder Trude Isaksen, Jernbaneverket.

## SAMMENDRAG

Jernbaneverket og Statens vegvesen samarbeider om planlegging og utbygging av dobbeltspor og firefelts E6 på strekningen Minnesund-Kleverud/ Skaberud. Strekningen utgjør ca 17 km for bane og ca 21,5 km for vegen. Samarbeidet er formalisert i Fellesprosjektet E6-Dovrebanen. Etter en langvarig innsigelsesprosess ble traseen vedtatt av Miljøverndepartementet i februar 2009. På strekningen blir det i alt tre tunneler for veg og tre tunneler for jernbane.

Fellesprosjektet E6-Dovrebanen styrer nå mot byggestart i 2012. Vegstrekningen skal stå ferdig i 2014, mens dobbeltsporet åpnes for trafikk i 2015.

## SUMMARY

The Norwegian, National Rail Administration and the Norwegian Public Roads Administration cooperate in the planning of a double track and a four lane highway along the shoreline of Lake Mjosa. The project consists of 17 km of railway and 21.5 km of highway.

February 2009 saw the closure of a long process of establishing the number of tunnels for the project. The decision was made by the Ministry of the Environment, which is the ultimate authority for setting national targets and guidelines for land-use planning in Norway. There will be three tunnels on the highway, and three tunnels for the railroad.

Building starts in 2012. The highway opens in 214, and the double track will be ready by 2015.

## 1. HVORFOR ET FELLESPROSJEKT FOR VEG OG BANE?

Fellesprosjektet E6-Dovrebanen ble født i 2005. Statens vegvesen var på det tidspunktet godt i gang med planlegging av utvidelse til firefelts E6, mens Jernbaneverket akkurat hadde startet opp en utredning om etappevis utbygging av dobbeltspor mellom Eidsvoll og Hamar.

*Bane og veg dominerer Mjøskorridoren i dagens situasjon. Foto: ViaNova AS.*

Fra flere hold kom det påtrykk om å se transportkorridoren langs Mjøsa som en helhet. Daværende samferdselsminister Torild Skogsholm uttrykte i et skriftlig svar til stortingsrepresentant Heidi Sørensen 17. februar 2005 at departementet forventet et samarbeid om planleggingen fra Statens vegvesens og Jernbaneverkets side.

Dette ble startskuddet for et tett plansamarbeid mellom etatene, og i Nasjonal Transportplan 2010-2019[i] omtales gevinster av å også gjennomføre utbyggingen som et fellesprosjekt.

Samferdselsdepartementets stortingsproposisjon for statsbudsjettet 2010 følger opp dette, og under kapittel *1350 Jernbaneverket* står det følgende om strekningen Minnesund-Kleverud:

”Både planlegging og etterfølgende utbygging av jernbane- og veganlegg er forutsatt gjennomført som et fellesprosjekt.”[ii]

Gevinstene ved Fellesprosjektet E6-Dovrebanen er betydelige. Foreløpige anslag tyder på en kostnadsreduksjon ved samtidig utbygging i størrelsesorden 300-400 millioner. I tillegg slipper befolkningen to separate plan- og utbyggingsfaser, og strekningen kan planlegges med totalløsninger for veg, bane og avbøtende tiltak.

Kort oppsummert vil en felles utbygging gi følgende positive effekter:

- Felles prosjektorganisasjon i byggefasen gir besparelser
- Felles eller samordnet grunnerverv er til fordel for grunneiere
- Fysiske avhengigheter mellom vei og bane løses
- Felles og samordnet massedisponering gir optimal massebalanse
- Felles entrepriser og lengre sammenhengende utbyggingsstrekninger gir lavere kostnader
- Felles trafikkavvikling med bare en byggeperiode
- Korte transportlengder for masser gir god miljøgevinst
- Reduksjon av samlet byggetid

## 2. PLANPROSESSEN

Fra 2005 og frem til 2009 pågikk en lang prosess for å få utarbeidet og godkjent kommunedelplan for den 40 km lange strekningen Eidsvoll-Sørli for jernbanen, og strekningen Minnesund-Skaberud for E6.

Lokalt var det sterke ønsker om mest mulig tunnel på strekningen, mens etatenes samfunnsøkonomiske beregninger pekte i retning av dagsoner. Stridens kjerne ble ønsket om en trafikkfri strandsone satt opp mot ansvarlig, offentlig pengebruk.

Da Stange og Eidsvoll kommune gjorde sine vedtak om kommunedelplan våren 2007, var splittelsen mellom vedtak og etatenes anbefaling dramatisk med hensyn til kostnader og tunnellengde.

For E6 anbefalte Statens vegvesen 1,3 km tunnel, mens kommunene vedtok 11,4 km. Merkostnaden for E6 ville med kommunenes vedtak blitt på 1,445 milliarder.

For dobbeltsporet vedtok kommunene 18,7 km tunnel, mens Jernbaneverket anbefalte 3,1 km. Merkostnaden for dobbeltsporet ville blitt på 2,310 milliarder.

*Kart fra kommunedelplanfasen.*
*Illustrasjon: ViaNova As.*

Disse merkostnadene kunne ikke etatene godta, og det ble lagt inn innsigelse på flere delstrekninger. Etatenes argumenter for å avvise kommunenes tunnelvedtak var følgende:

- Det er samfunnsøkonomisk ulønnsomt fordi tunneler gir minimal nytte i forhold til en voldsom økning i kostnader til utbygging og drift/vedlikehold.

- Det vil gi et signal om hvilken standard som kan bli førende i kommende prosjekter, og det vil bli færre kilometer veg og bane for de pengene Stortinget bevilger.

- Tunneler er betenkelig ut fra et samfunnssikkerhetsmessig ståsted. Selv om tunneler er like trafikksikre som veg og bane i dagen, kan konsekvensen av en ulykke være dramatisk, ikke minst for tredjemann.

Etter megling hos fylkesmannen havnet saken på Miljøverndepartementets bord, og 24. februar 2009 kom traséavgjørelsen. Resultatet ble et kompromiss: Det ble en ekstra tunnel for Statens vegvesen på Morskogen i Eidsvoll kommune, og en ekstra tunnel for Jernbaneverket i på Espa i Stange kommune. Brevet fra departementet[iii] forutsatte også samtidig utbygging av Minnesund-Kleverud, og la dermed grunnlaget for den videre, felles planleggingen.

Totalt er det nå følgende tunneler på strekningen Minnesund-Kleverud/ Skaberud fra syd til nord:

| **E6** | | **Dovrebanen** |
|---|---|---|
| Korslundtunnelen 2 x 650 m | parallelt med | Molykkjatunnelen 618 m |
| Morskogentunnelen 2 x 2,3 km | delvis parallelt med | Ulvintunnelen 3,8 km |
| | | Morstuatunnelen 190 m |
| Espatunnelen 2 x 700 m | | |

Tunnelene for E6 skal bygges med et løp for hvert kjørefelt, mens jernbanetunnelene bygges for ett stort, dobbeltsporet løp.

Detaljplanleggingen var så smått i gang før traséavgjørelsen kom, men fullt trykk kunne ikke settes på planleggingen før denne viktige avklaringen var på plass. Siden februar har Fellesprosjektet E6-Dovrebanen presentert tre versjoner av geometriplan, jobbet med strandsonetiltak og miljø, og underlag for reguleringsplan skal være klart i desember inneværende år.

*Kartet avgrenser reguleringsområdet for Fellesprosjektet E6-Dovrebanen. Illustrasjon: Statens vegvesen.*

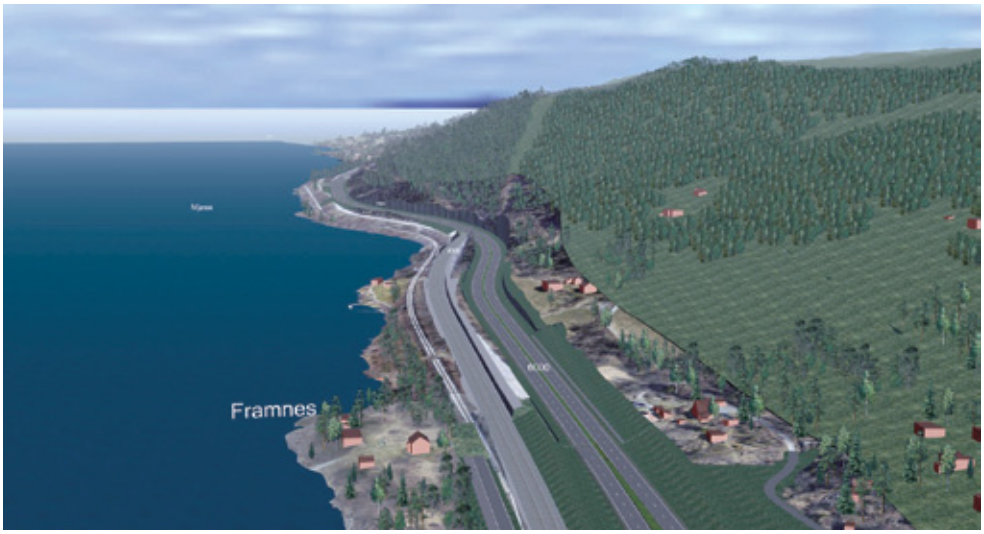
Prosjektet jobber nå mot å legge ut reguleringsplanen våren 2010, og tar sikte på et vedtak i begge kommuner neste høst. Fellesprosjektet regulerer helt frem til Espa, men den samtidige utbyggingen stopper lenger syd ved Kleverud. For etatene er det hensiktsmessig å regulere Espaområdet samtidig, ettersom jernbanetunnelen og vegtunnelen krysser hverandre i området.

Høsten 2009 har Fellesprosjektet E6-Dovrebanen valgt å så slå sammen en kort tunnel på Brøhaug på 150 meter med Ulvintunnelen, opprinnelig på 2,3 km. Det ble teknisk komplisert og fremdrifts- og miljømessig problematisk å etablere dobbeltsporet på den mellomliggende fyllingen ute i Mjøsa.

Årsaken til problemene var funn av store dyp, bratt helling i sjøbunnen og ustabile bunnmasser. Ulvintunnelen ble dermed forlenget med ca 1,5 km.

Jernbaneverket skal utføre forberedende arbeider for byggestart i 2010 og 2011. Dette er blant annet kabelomlegginger, anleggsveger, innlegging av kulverter, skogrydding med mer. Den virkelige byggestarten for Fellesprosjektet E6-Dovrebanen går av stabelen i 2012.

I 2011 skal prosjektet også gjennom ekstern kvalitetssikring, den såkalte KS2, og det vil bli utført nødvendig grunnerverv. Statens vegvesen er også avhengig av en Stortingsproposisjon om finansiering av prosjektet ved hjelp av bompenger før oppstart, mens Jernbaneverket er avhengig av nødvendige tildeling over statsbudsjettene i de kommende årene.




*Tunnelinnslag for Ulvintunnelen i syd. Illustrasjon: ViaNova As.*

Vinteren 2010 skal det lyses ut kontrakter for byggeplan. Hittil har rådgiverkontraktene vært inndelt etter fag. I dag håndterer ViaNova AS planleggingen av dagsoner, Norconsult AS tunnelene, Cowi AS konstruksjoner, og Asplan Viak AS har kontrakten for offentlig planbehandling. For byggeplanen ønsker Fellesprosjektet E6-Dovrebanen å knytte rådgiverkontraktene opp mot den geografiske inndelingen av de planlagte entreprisene. Dermed vil alle fag inngå i de kommende kontraktene.

Det planlegges tre store entrepriser for byggearbeidene.

1. Fra syd blir det en entreprise fra Minnesund til Brøhaug. Denne omfatter dagsoner for veg og bane, samt bygging av Korslundtunnelen for veg og Molykkjatunnelen for bane.
2. Neste entreprise inneholder de to lange, delvis parallelle tunnelene for veg og bane på Morskogen, samt jernbane i dagsone frem til Kleverud inkludert Morstuatunnelen.
3. Den tredje entreprisen blir bygging av firefelts veg fra Morskogen til Skaberud, inkludert bygging av Espatunnelen.

## 4. GJENNOMFØRINGSFASEN

Koordinering av massebalansen har hele tiden vært et viktig argument for utbyggingen. Fellesprosjektet E6-Dovrebanen har et stort masseoverskudd på ca 2 millioner kubikk. Den koordinerte planleggingen gjør det mulig å bli kvitt massene til senere utbygging i området. Deler av massene skal benyttes til den fremtidige utbyggingen av jernbanen mellom Dokknes og Minnesund i syd, og det er også et stort behov for masser til E6-utbyggingen nordover mot Hamar. Det er derfor mulig å oppnå en miljøgevinst ved å benytte massene mest mulig lokalt.

Lengden på banestrekningen Minnesund-Kleverud er ca 17 km. Tunnelene og skjæringer i dagsonene gir et masseuttak på 1.100.000 pfm3 (prosjektert faste kubikkmeter fjell).

Lengden på vegstrekningen Minnesund-Labbdalen er ca 21,5 km. Tunneler og skjæringer gir et masseuttak på 2.700.000 pfm3.

Vegstrekningen skal åpne i 2014, mens dobbeltsporet åpner 2015.

I tillegg til strekningen Minnesund-Kleverud samarbeider også Jernbaneverket og Statens vegvesen om massekoordinering i syd. Statens vegvesen får et masseoverskudd fra E6-utbyggingen mellom Dal og Minnesund som skal benyttes til fylling for fremtidig dobbeltspor mellom Eidsvoll stasjon og Dokknes. Denne strekningen er ca 3 km lang, og utfylling i Vorma starter opp på nyåret 2010. Planleggingen av Eidsvoll-Dokknes startet opphøsten 2008, og reguleringsplan er ventet vedtatt av Eidsvoll kommune i januar 2010.

I første omgang etableres det ikke dobbeltspor på strekningen når fyllingen er ferdig, men Jernbaneverket har til hensikt å etablere et kryssingsspor og et hensettingsspor i forlengelsen av Eidsvoll stasjon. De første arbeidene for å forberede anleggsarbeidene ble allerede sluttført i september 2009 med innleggelsen av en kulvert for anleggstrafikken like nord for Eidsvoll stasjon. Dette utgjorde samtidig første byggearbeider for fremtidig dobbeltspor mellom Eidsvoll og Hamar.

*Første persontog passerer etter kulvertinnleggelse. Foto: Norfilm AS.*

I april 2010 blir det også felles byggearbeider for Dorr bro. Dorr ligger rett nord for Minnesund. Ved å gjøre enkelte arbeider på jernbanen samtidig som utvidelsen av bro for E6 over Minnesund spares trafikantene på bane og vei for to perioder med omkjøring, ekstra forsinkelser og enkelte stans i togtrafikken.

Jernbaneundergangen som går under dagens E6 skal rives, og i stedet skal ny, firefelts vei ligge på bro over jernbanen på Langset. Både Dorr bro og utvidelsen av E6-broen skal stå ferdig i 2011.

Neste parsell på dobbeltsporet i perioden for Nasjonal Transportplan 2010-2019 er Kleverud-Steinsrud. Dette inkluderer en 13,7 km dobbeltspor, hvorav en 3,2 km lang tunnel gjennom Espa og bro over Tangenbukta. Dette vil bli Norges lengste jernbanebro på 1080 meter. Parsellen ligger an til å få byggestart 2014-2015, og hovedplanarbeid starter opp i 2010.

Det vil også bli startet opp hovedplanarbeid på parsellen Dokknes-Minnesund. Dette inkluderer videre utfylling i Vorma samt ny jernbanebro over Minnesund på 860 meter.

E6-utbyggingen er en del av prosjektet E6 Gardermoen-Otta. På strekningen foregår det parsellvis utbygging ettersom planene blir klare, og hele utbyggingen finansieres av bompenger. Det pågår derfor anleggsarbeider kontinuerlig på delstrekninger. Til nå er Gardemoen-Dal og Kolomoen ferdigstilt, og byggearbeidene på Dal-Minnesund har akkurat startet opp. Nord for Kolomoen vil utbyggingen gå fortløpende mot Hamar.

---

[i] http://www.regjeringen.no/nb/dep/sd/dok/regpubl/stmeld/2008-2009/stmeld-nr-16-2008-2009-/10/4/7.html?id=548980 lesedato 2. november 2009

[ii] http://www.regjeringen.no/nn/dep/sd/dokument/proposisjonar-og-meldingar/prop/2009-2010/prop-1-s-20092010/5/5/1.html?id=581192 lesedato 27. oktober 2009

[iii] http://www.regjeringen.no/nb/dep/md/tema/planlegging_plan-_og_bygningsloven/kommuneplanlegging/innsigelsessaker/2009/eidsvoll-og-stange-kommuner--innsigelser.html?id=547421 lesedato 2. november 2009

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# HÅNDBOK FOR GEOLOGISK INSPEKSJON AV TUNNELER

## Handbook for geological inspection of tunnels

Siv.ing. Anette Wold Magnussen, Statens vegvesen Region sør
Siv.ing. Audun Langelid, Statens vegvesen Region sør

## SAMMENDRAG

I etterkant av raset i Hanekleivtunnelen har det kommet krav til geologiske inspeksjoner av tunneler. Ved geologisk inspeksjon foretas en tilstandsanalyse av hele tunnelen for å kontrollere at den oppfyller sin funksjon, og at sikkerheten mot ras og nedfall er ivaretatt. Statens vegvesen Vegdirektoratet har besluttet å utarbeide en håndbok for geologisk inspeksjon av tunneler. Dette arbeidet er nå godt i gang. Håndboken er ment å være et verktøy for mest mulig enhetlig utførelse av geologisk inspeksjon og rapportering, samt sikker utførelse (HMS) av dette arbeidet. Denne artikkelen presenterer planlegging og gjennomføring av inspeksjoner, utstyr, vurdering av funn/skadevurdering og rapportering, slik det vil komme fram i en foreløpig utgave. Til slutt i artikkelen kommer innspill til hvordan det bedre kan tilrettelegges for geologisk inspeksjon av tunneler.

## SUMMARY

Since the collapse in the Hanekleiv tunnel, there are new demands for geological tunnel inspections. A geological inspection undertakes a state analysis of the whole tunnel in order to control that the tunnel ensures functionality, and that safety against rock fall/fallouts and collapse are maintained. Norwegian Public Roads Administration, Directorate of Public Roads, has decided to prepare a handbook for geological inspection of tunnels. This work is now in good progress. The purpose of the handbook is to be a tool to ensure a uniform execution of geological inspections and reporting, and also to ensure that HSE requirements for this type of work are met. This article presents planning and execution of geological inspections, equipment, evaluations of findings/damage evaluations and reporting, as it will be presented in a preliminary revision.

## 1. INNLEDNING

Hensikten med geologisk inspeksjon av tunneler er å foreta en tilstandsanalyse av hele tunnelen for å kontrollere at den oppfyller sin funksjon, og at sikkerheten mot ras og nedfall er ivaretatt.

Statens vegvesen Vegdirektoratet har besluttet å utarbeide en håndbok for geologisk inspeksjon av tunneler. Arbeidet med håndboken ledes av ingeniørgeolog Audun Langelid, Statens vegvesen Region sør.

Behovet for utarbeidelse av en håndbok i tunnelinspeksjon har oppstått etter at det har kommet krav til geologiske inspeksjoner etter hendelser som raset i Hanekleivtunnelen. Det har også oppstått et behov for en bevisstgjøring av HMS-aspektet ved tunnelinspeksjoner, spesielt ved inspeksjoner bak hvelv. Håndboken er ment å være et verktøy for mest mulig enhetlig utførelse av geologisk inspeksjon og rapportering, samt sikker utførelse (HMS) av dette arbeidet.

Arbeidet med håndboken startet opp i januar 2009. Under arbeidet med utkast til håndbok ble det i mars 2009 arrangert en temadag i Vegdirektoratet, der både vegvesen-ansatte og rådgivende ingeniører ble invitert til å dele sine erfaringer. Det ble i juli 2009 arrangert en felles tunnelbefaring i Stor-Oslo distrikt med deltakere fra Statens vegvesen og Arbeidstilsynet. Siden er det utarbeidet et mer fullstendig utkast til håndbok som er sendt Vegdirektoratet for innspill og tillegg. Etter dette vil en høringsutgave foreligge.

## 2. INSPEKSJON AV TUNNELER MED OG UTEN HVELV

Det er stor forskjell på å inspisere tunneler uten hvelv og tunneler med hvelv.

I tunneler uten hvelv foregår inspeksjonen fra trafikkrommet fra godkjent korg eller arbeidsplattform.

I tunneler med hvelv som vann- og frostsikringskonstruksjon foregår inspeksjonen i rommet mellom berget og hvelvet. Ulike hvelvtyper gir ulike ufordringer.

Veggene inspiseres fra sålen bak hvelvet, hvor det ofte er svært trangt, se Foto 1. Avhengig av type hvelv kan det også være vanskelig og tungt arbeid å ta seg fram langs sålen, spesielt dersom det er montert bolter for eksempel i legghøyde og i hoftehøyde som ved bruk av PE-skum i styrt profil. Ved bruk av veggelementer er det for hver 5. meter et betongfundament som må skrittes over. Ved inspeksjon av mange hundre, kanskje flere km tunnel (på begge sider) sier det seg selv at det er tungt arbeid å ta seg fram langs veggene.

Hengen inspiseres fra toppen av hvelvet, dersom det er en hvelvtyper som er godkjent å klatre på (ikke såkalt dukhvelv eller aluminiumshvelv). Dette medfører at geologene må utføre opp- og nedstigning mellom berget og hvelvet. Oftest skjer dette ved hjelp av løse stiger og fallsikringsutstyr, noe som kan være risikofylt avhengig av forholdene på stedet. Ofte er et trangt og vanskelig å komme til, og på hengen er det ofte man kryper og ”crawler” for å komme seg fram. På toppen av hvelvet er det ofte vått og algevekst som kan gjøre at det er svært glatt.

**Foto 1 Trangt! (Audun Langelid, geolog i Region sør)**

## 3. INNHOLD I HÅNDBOKA

Håndboka vil omhandle:

- Inspeksjons- og tilkomst-/fallsikringsutstyr
- Planlegging av inspeksjoner
- Gjennomføring av inspeksjoner
- Vurdering av funn/skadevurdering
- Rapportering
- HMS
- Skjemaer (oppnå enhetlig bruk og rapportering)

## 4. INSPEKSJONS- OG TILKOMST-/FALLSIKRINGSUTSTYR

Personlig verneutstyr (PVU) og tilkomstutstyr avhenger av om den aktuelle tunnelen er med eller uten hvelvkonstruksjon.

Ved geologisk inspeksjon av tunneler uten hvelv benyttes godkjent korg eller arbeidsplattform og ordinært verneutstyr.

Ved inspeksjon av tunneler med hvelv er det nødvendig med fallsikringsutstyr. Adkomst opp på hvelvet gjøres ved å benytte stige kombinert med personlig fallsikringsutstyr (kroppssele, tau, fangliner, støttestropper med mer). Fallsikringsutstyr skal alltid benyttes der det arbeides i

høyden og er fare for fall. Stigen kan enten være fastmontert eller en lett bærbar og sammenleggbar stige med lengde 4-5 m. Teleskopstang for innfesting av tau i høyden er nyttig, samt tauklemmer for å ta seg opp langs tauet.
Ved tunnelinspeksjoner er det viktig med gode hodelykter og hjelm med hakestropp. Geologens utstyr, som hammer, kompass, kniv, kamera med mer, festes til kroppsselen.

## 5. PLANLEGGING AV INSPEKSJONER

Planlegging av inspeksjoner gjøres ved hjelp av verktøyet PLANIA (gjelder Statens vegvesen). Alle tunneler skal ha en inspeksjonsplan (inspeksjonstype, tidspunkt og intervaller).

Før den geologiske inspeksjonen av tunnelen starter opp må byggherre/oppdragsgiver fremskaffe all relevant dokumentasjon og eventuelle geologiske kart fra driften (dersom dette finnes). Sluttdokumentasjon etter driving av en tunnel skal inneholde geologisk kartlegging, rapport over bergforholdene og utført sikring. Rapporten skal angi inspeksjonsrutiner både når det gjelder behov, hyppighet, hvordan, og spesielt omtale aktuelle områder som krever spesiell oppfølging.

Byggherre/oppdragsgiver skal også sørge for nødvendig utstyr for gjennomføring av inspeksjonen, som for eksempel korg/bakstuffbil, og sørge for at alle luker/dører osv er åpne før inspeksjonen starter.

I forkant av den geologiske inspeksjonen må det sørges for markering av profilnumre/kilometrering i tunnelen der dette ikke finnes fra før av. Lokaliseringssystemet må være entydig og er svært viktig for stedfesting av funn under inspeksjonen. All stedsangivelse skal skje i tunnelens lengderetning med referanse til tunnelløp og profilering/kilometrering. Ved inspeksjoner bak hvelv er det ønskelig med merking for hver 10. meter på begge sider bak hvelvet.

Når det gjelder HMS-forhold skal byggherre/oppdragsgiver sørge for følgende:

- Gassmålere og sambandsutstyr
- Arbeidsvarsling, trafikkdirigering og eventuell stengning av tunnelen
- Sikkerhetsvakter
- Varsling til den lokale redningsetaten om pågående inspeksjonsarbeider og avklaring av hvilken redningsteknisk kompetanse som er tilgjengelig.
- Beredskap på betongsaging ved arbeider bak hvelvkonstruksjoner der dette vurderes som nødvendig.
- Kontroll av elektriske anlegget av elektroansvarlig før inspeksjon. Inspeksjon skal ikke gjennomføres dersom dette ikke er avklart.
- Tilgang til toalett/ spise- og skifterom i rimelig nærhet der dette er nødvendig.

Sikker Jobb Analyse (SJA) skal utarbeides av de som skal utføre selve inspeksjonen, og skal gås igjennom og underskrives av alle de involverte før oppstart av inspeksjonen (omfatter også f eks sikkerhetsvakt, trafikkdirigenter osv). Dette gjennomføres ifm oppstartsmøtet der det også gås igjennom nødvendige deler av bakgrunnsmaterialet.

## 6. GJENNOMFØRING AV INSPEKSJONER

Under inspeksjonen skal hele tunnelprofilet inspiseres. Geologisk inspeksjon skal generelt omfatte registrering av mangler, skader og deformasjoner på berg, bergsikring og vann- og frostsikringskonstruksjon. Med dette menes at det ved visuell inspeksjon skal kartlegges lokaliteter hvor berget ikke har tilfredsstillende stabilitet eller hvor bergsikringen ikke har nødvendig kvalitet, samt å foreslå nødvendige tiltak for disse.

Inspeksjoner av tunneler uten hvelv foregår fra trafikkrommet ved bruk av godkjent lift/plattformbil/bakstuffbil. Det benyttes renskespett/hammer til å kontrollere berg og bergsikring. Der tunneler er vann- og frostsikret med PE-skum (med eller uten sprøytebetong) på knøl inspiseres området ved å observere etter tegn til nedfall/bevegelse bak PE-skummet, eventuelt "ferske" riss i sprøytebetongen.

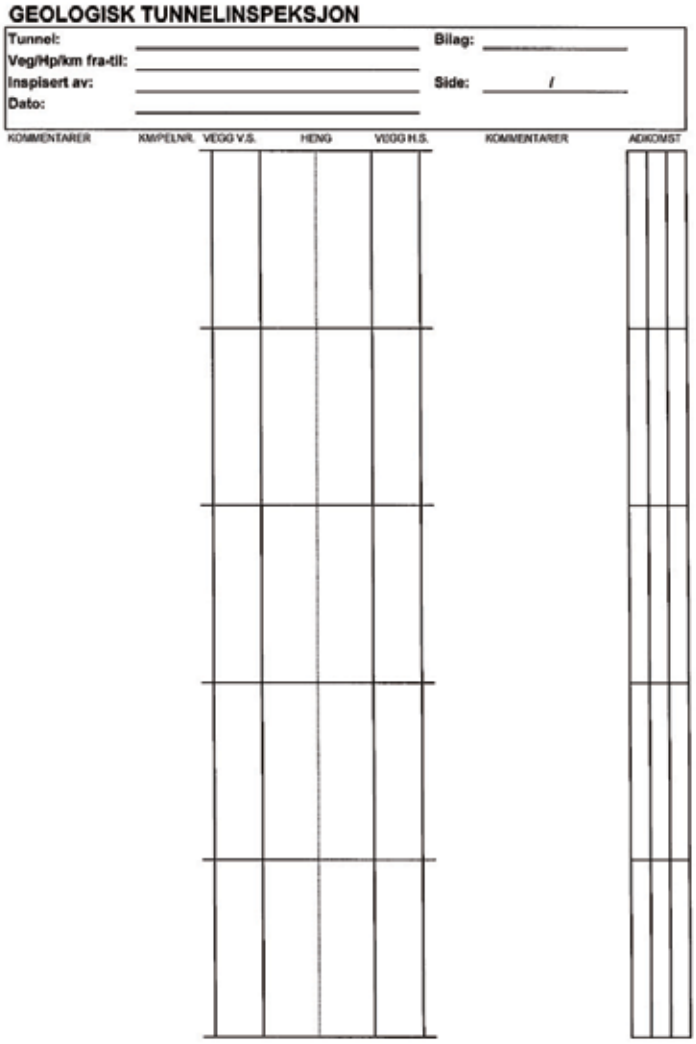
Inspeksjoner av tunneler med hvelvkonstruksjoner foregår bak hvelvet. Adkomst til baksiden av hvelv er via dører i tverrslag og/eller inspeksjonsluker i SOS-rom eller tunnelveggene. Det er vanligvis trange partier bak hvelv, og det kan ikke forventes at det er fri passasje mellom to adkomster langs veggen. Noen partier er så trange at de ikke lar seg inspisere.

Adkomst/plassforhold mellom berg/bergsikring og hvelv for vann- og frostsikring registreres langs hele tunnelen. De områder man eventuelt ikke kommer til for inspeksjon må angis. Ved inspeksjon på trange steder må de utførende vurdere om registreringen kan skje innenfor de sikkerhetskrav som er stilt.

Ved inspeksjonen benyttes skjema for geologisk inspeksjon av tunneler som vist i Figur 1, eller tilsvarende.

Under den geologiske inspeksjonen skal følgende registreres:

- Bergartsbeskrivelse
- Nedfall, utrasning av berg eller sprøytebetong
- Leirsoner, knusningssoner eller andre svakhetssoner. Forløp av eventuelle leirsoner, knusningssoner eller andre svakhetssoner må kartlegges, og tykkelse/bredde må angis.
- Sprekker og riss
- Vanndrypp/fukt
- Bomt berg, avløste blokker, småfallent berg
- Om det er adkomst eller ikke (bak hvelv). Samtlige adkomster til baksiden av hvelv, så som luker, tverrslag, nisjer og lignende skal tegnes inn på skjema – i tilfeller dette ikke foreligger på tegninger.
- Eksisterende sikring – der dokumentasjon ikke foreligger (boltemengde, tykkelse av sprøytebetong, vrakbolter mm). Den utførte eksisterende sikringen i soner må vurderes:
    - Hvilken sikring er utført og hvordan?
    - Er boltene i sonen satt hensiktsmessig?
    - Prøve å anslå tykkelsen på eventuell sprøytebetong
    - Registrere vrakbolter (som ikke er erstattet)
    - Vurdere om vegger/vederlag er tilfredsstillende sikret
- Eventuelt behov for ettersikring




**Figur 1 Skjema for geologisk tunnelinspeksjon**

Dersom det er soner i tunnelen som kan ha påvirkning på langtidsstabiliteten og som inneholder leirmateriale må det tas leirprøver dersom det ikke foreligger tidligere prøveresultater. Prøvematerialet leveres til svelletest og eventuelt XRD.

Dersom det oppdages så alvorlige ting at man er usikker på korttidsstabiliteten må byggherre/oppdragsgiver straks kontaktes og en uavhengig vurdering (prosjektklasse 3 etter NS 3480) må utføres.

I noen tilfeller vil adkomstforholdene sette begrensninger for hvordan inspeksjonen kan gjennomføres. Det kan være nødvendig å supplere med flere inspeksjonsluker. Det kan også være aktuelt å utføre inspeksjon ved hjelp av alternative metoder, som:

- Kamera på stang
- Georadar (også for plassering av luker)
- Robot med kamera
- Sensorer/kabler som overvåker bevegelse
- Laserscanning

I tilfeller der det verken er mulig å komme til fysisk eller med alternativ metode bak hvelv, og demontering av hvelvet ikke er aktuelt, skal det utilgjengelige partiet inspiseres fra trafikkrommet. Dette for å undersøke om noe kan gi indikasjoner på nedfall eller andre alvorlige stabilitetsproblemer.

## 7. VURDERING AV FUNN/SKADEVURDERING

Grunnlaget for å bedømme skader er visuell kontroll, samt bruk av geologhammer/spett. Dokumentasjon på utført sikring er viktig grunnlagsmateriale dersom dette foreligger. Eventuelt kan analyser av leirprøver være en del av grunnlaget.

Hver skade eller mangel som registreres skal gis en tilhørende skadegrad/alvorlighetsgrad som beskriver hvor alvorlig skaden/mangelen er og hvor raskt den eventuelt må utbedres:

> Alvorlighetsgrad 1:
> Liten skade/mangel – Tiltak/utbedring ikke nødvendig, må følges opp som et spesielt punkt under neste inspeksjon
>
> Alvorlighetsgrad 2:
> Middels skade/mangel – Behov for tiltak. Tidfeste når tiltak skal utføres. Spesifiseres i hvert enkelt tilfelle.
>
> Alvorlighetsgrad 3:
> Stor skade/mangel – Utbedring så snart som praktisk mulig og senest innen 1 år. Ved kritisk skade/mangel er det nødvendig å stenge tunnelen for strakstiltak. Spesifiseres i hvert enkelt tilfelle.

Tidsperspektivet for nødvendige tiltak kan være svært vanskelig å bedømme i de tilfeller det ikke finnes noe dokumentasjon på utført sikring i tunnelen (sluttrapport). Tid for neste inspeksjon må angis. Inspeksjonsintervall må vurderes i forhold til funnenes alvorlighetsgrad.

## 8. RAPPORTERING

Utført inspeksjon skal alltid avsluttes med rapport som beskriver generell tilstand, type mangel/skade/registrering, vurdering av alvorlighetsgrad, vurdering av behov for tiltak, samt tidsperspektiv for når tiltak må være utført.

Rapport etter tunnelinspeksjon skal inneholde følgende:

1. Innledning
    - Bakgrunn -
        - Formål, tidspunkt, registreringsomfang og nivå, oppdragsgiver og utførende
    - Grunnlagsmateriale

2. Informasjon om tunnelen
    - Identifikasjon av objektet (Vegnr, Hovedparsell, Km fra-til, byggeår mm)
    - Adkomstforhold
    - Type og lokalisering av vann- og frostsikring
    - For tunneler med hvelv bør følgende beskrives (ikke uttømmende):
        - Adkomst bak hvelv – henvise til kart/skjema/tabell som viser adkomsten
        - Inspeksjonsluker – plassering og avstand mellom dem
        - Nisjer/tverrslag eller andre steder med utvidet profil
    - For tunneler uten hvelv bør følgende beskrives (ikke uttømmende):
        - Blotningsgrad av bart berg
        - Vann- og frostsikring
        - Nisjer/tverrslag eller andre steder med utvidet profil
    - Historikk (tidligere inspeksjoner/rensk/registrerte nedfall med mer)

3. Geologisk beskrivelse
    - Kortfattet beskrivelse av geologiske forhold
    - Generelle trekk i tunnelen (svakhetssoner, dominerende sprekkeplan, områder med leire etc)
    - Oppsummering av relevant geologisk informasjon
    - Geologisk kartleggingsskjema fra driften

4. Informasjon om sikringsomfang
    - Sammenstilling fra eventuelt grunnlagsmateriale og fra inspeksjonen

5. Funn fra tunnelinspeksjon – Forslag til tiltak
    - Generelt om tilstand til berg og bergsikring, vann- og frostsikring
    - Beskrivelse av funn, entydig lokalisert (oversiktlig plan/kart/tabell)
    - Oversikt over sikringsforslag
    - Alvorlighetsgrad og tidsperspektiv for når tiltak skal utføres
    - Vurdering, anbefaling og prioritering av tiltak, evt. kostnadsberegninger

6. HMS-forhold
    - Sikker Jobb Analyse (SJA)
    - Nyttig informasjon om den aktuelle tunnelen
    - Lukeplassering, adkomstforhold (trangt?), stiger osv
    - Forslag til forbedringer for å lette fremtidige inspeksjoner

7. Konklusjon/Videre arbeider
    - Hovedkonklusjon, tilstand, funn, alvorlighetsgrad og anbefalte tiltak, evt. kostnadsberegninger
    - Videre arbeider/Tidspunkt for tiltak/neste inspeksjon

8. Referanser

Vedlegg

Kopi av kartleggingsskjemaene fra inspeksjonen
Kopi av signert Sikker Jobb Analyse (SJA)
Eventuelt grunnlagsmateriale, for eksempel geologisk kartlegging fra driving
(Ikke uttømmende)

## 9. HMS

### 9.1 Personell, samband

Det skal alltid være minst 2 personer under utførelsen av inspeksjonen. I tillegg skal sikkerhetsvakt alltid være tilstede under en tunnelinspeksjon, både for tunneler med og uten hvelvkonstruksjon.

Ved inspeksjon bak hvelv skal det alltid være minst to personer samtidig bak hvelvet og minst en person utenfor hvelvet (sikkerhetsvakt) for hvert inspeksjonslag. Disse må ha sambandskontakt med hverandre. Sikkerhetsvakt sørger for kontakt med nødetater ved behov.

Ved inspeksjon av tunneler skal alltid sambandsutstyr benyttes. Samband og annet kommunikasjonsutstyr (mobiltelefon) skal testes før arbeidet starter. Mobiltelefon alene er ikke godt nok.

### 9.2 Hygiene

Følgende skal være tilgjengelig i rimelig nærhet:

- Toalett
- Håndvask (våtservietter)
- Oppvarmet pause-/spisested
- Vaske- og skiftemuligheter – både ved dagens start/slutt og i løpet av dagen i tilfelle arbeidet har en viss varighet.

Hvert enkelt punkt må vurderes i forhold varighet og lokalisering av tunnelen som skal inspiseres.

### 9.3 Luftkvalitet/støy

Luftkvaliteten i tunnelen (også bak hvelv) skal alltid sjekkes. Det skal sjekkes for $O_2$, $NO_2$, ($NO_x$), og CO og det må vurderes om det er behov for å sjekke eksplosjonsfare (Ex). På veger med ÅDT > 5000 skal det også sjekkes for $H_2S$ og $SO_2$.

Det skal brukes personbåren direktevisende, og helst loggende, målere med lydalarm. Spesiell oppmerksomhet må rettes mot tunneler med lavbrekk og lukkede rom, for eksempel kummer og pumpesumper da disse kan få en eksplosjonsfarlig eller giftig atmosfære.

Det skal ikke foregå andre støyende/støvende arbeider når inspeksjon pågår. Eksempler på dette er feiing/vasking av tunneler og test av vifter.

### 9.4 Trafikkavvikling

Der det er omkjøringsmuligheter, skal tunnelen stenges når arbeid pågår. Der det ikke er omkjøringsmuligheter skal trafikken reguleres forbi arbeidsstedet. Trafikken stanses utenfor tunnelen.

Ved inspeksjon bak hvelv skal tunnelen alltid stenges for alminnelig trafikk når inspeksjonen foregår både for å redusere rystelser/støy og for å gi best mulig luftkvalitet.

### 9.5 Ulykkesberedskap
Nødvendig førstehjelpsutstyr skal være lett tilgjengelig.

Under inspeksjonsarbeider bak hvelv kan det være svært vanskelig, om ikke umulig, å frakte en skadet person på båre ut gjennom de eksisterende inspeksjonslukene. I slike tilfeller er eneste mulighet å sage ut personen. Beredskap på betongsaging må derfor vurderes i hvert enkelt tilfelle. I ytterste konsekvens kan dette medføre at mulighet for betongsaging være tilstede og kunne gjennomføres på kort varsel.

Ved spesielt vanskelige og/eller farlige arbeidsoppgaver skal det gis forhåndsvarsling til det lokale helsevesen, politi og brannvesen. Ved inspeksjon bak hvelv skal den lokale redningstjenesten alltid varsles om når og hvor inspeksjon skal utføres, og spesielle forhold knyttet til den enkelte tunnel. Det må avklares hvilken redningsteknisk kompetanse og utstyr som er tilgjengelig.

### 9.6 Elektriske installasjoner - el-farer og andre særlige hensyn
Det skal dokumenteres at det elektriske anlegget er uten jord/isolasjonsfeil. Inspeksjon skal ikke igangsettes dersom dette ikke er gjort. Ved fare for tordenvær skal arbeidet avbrytes. Eget elektrisk utstyr som for eksempel skjøteledninger og lysutstyr skal være sjekket og feilfritt.

### 9.7 Opplæring
Alt personell som deltar i inspeksjons-/sikringsarbeidet skal ha nødvendig opplæring, herunder også i bruk av aktuelt utstyr. Opplæring skal holdes ved like og trenes bl.a. gjennom øvelser.

Følgende kurs/opplæring er påkrevd:
- **Sikkerhetsopplæring:** *Sikkerhetsopplæring byggherre* (Statens vegvesen). Kurset skal ikke være eldre enn 5 år.
- **Førstehjelp/Redning:** Utvidet førstehjelpskurs tilpasset inspeksjonsarbeidet. Kurset skal ikke være eldre enn 3 år.
- **Arbeids- og fallsikring/Tilkomstteknikk:** Kurset skal ikke være eldre enn 3 år. Oppfriskningskurs anbefales.
- **El-sikkerhets-kurs:** Eget kurs i el-sikkerhet ved tunnelinspeksjoner. Kurset skal ikke være eldre enn 3 år.

### 9.8 Sikker Jobb Analyse (SJA)
De som skal gjennomføre inspeksjonene skal utføre Sikker Jobb Analyse (SJA) før arbeidet starter. SJA skal underskrives av alle som skal delta i arbeidet og godkjennes av oppdragsgiver før arbeidet starter.

## 10. TILRETTELEGGING FOR INSPEKSJON

I dagens tunneler er det ikke tilrettelagt for geologisk inspeksjon. Spesielt gjelder dette der geologisk inspeksjon må foregå bak hvelv (vann- og frostsikring).

Aktuelle tiltak for å tilrettelegge for inspeksjon i tunneler med hvelv kan være:

- Rydde for søppel langs sålen (engangsutførelse, eksisterende tunneler)
- Gangbane av pukk på sålen, holdes fri for søppel (nye tunneler)
- Ha med godkjent sikringsleder bak hvelvet – sørge for sikker opp- og nedstigning samt hjelp ved uønskede hendelser og transport av skadd person
- Kappe utstikkende bolter (engangsutførelse i eksisterende tunneler, nye tunneler)
- Lage tilstrekkelig antall luker, for eksempel for hver 50. meter
- Fastmonterte stiger ved hver luke (kan ettermonteres i eksisterende tunneler)
- Fastmontert sikringsvaier på toppen av hvelvet (kan ettermonteres i eksisterende tunneler, monteres før hvelv i nye tunneler)
- Tilrettelegge for bruk av lukene, for eksempel pukk på innsiden for å lette inn- og utstigning
- God nok klaring mellom hvelvkonstruksjonen og berget (ca 1 m?) for å kunne inspisere hele tunnelen, sikrere inspeksjon og gjøre redning mulig (nye tunneler)
- Optimal hvelvkonstruksjon for inspeksjon – sikrere for den inspiserende (ikke ”såpeglatte” hvelv)

I tunneler eller deler av tunneler der det ikke er fremkommelig for fysisk inspeksjon mellom hvelv og berg, må inspeksjon utføres ved hjelp av videoutstyr eller annen alternativ metode og/eller ved stikkprøver gjennom å etablere nye luker eller demontere vann- og frostsikringen i utvalgte partier. Der det er vanskelig å komme til på hengen kan det for eksempel monteres luker i hengen i spesielle områder.

Fastmonterte stiger ved inspeksjonslukene vil lette opp- og nedstigning, og gjøre arbeidet sikrere. Eksempel på fastmonterte stiger fra Rødbøltunnelen, E18 Vestfold, er vist i Foto 2.

**Foto 2 Fastmonterte stiger i Rødbøltunnelen, E18 Vestfold**

Langsgående sikringswire på toppen av hvelvet er svært god sikring på glatte hvelv der det er få innfestingspunkter. Foto 3 viser sikringswire i Rødbøltunnelen, E18 Vestfold.

**Foto 3 Duken er sleip og glatt – sikringswire gjør arbeidet forsvarlig (Rødbøltunnelen, E 18 Vestfold)**

## 11. VEIEN VIDERE

Foreløpig versjon av håndboka er oversendt Vegdirektoratet for innspill og tillegg. Etter dette vil det foreligge en høringsutgave.

I Vegdirektoratet har FoU-prosjektet Moderne vegtunneler kommet i gang på bakgrunn av de siste års hendelser. Prosjektet arbeider i perioden 2008-2011 med å utvikle en helhetlig strategi for vegtunneler. Det kan stilles spørsmål ved om man i fremtiden skal bygge tunneler på en slik måte at de må inspiseres slik det gjøres i dag. Skal det bygges tunneler hvor det må gjøres slike inspeksjoner, må det i så fall tilrettelegges slik at dette muliggjøres og ikke blir en farlig arbeidsplass. Våre eksisterende tunneler må uansett inspiseres i fremtiden.

## 12. REFERANSER

Statens vegvesen (2005): Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser
Statens vegvesen (1997): Håndbok 015 Feltundersøkelser
Statens vegvesen (2006): Håndbok 021 Vegtunneler
Statens vegvesen (2006): Håndbok 051 Arbeidsvarsling
Statens vegvesen (2003): Håndbok 111 Standard for drift og vedlikehold av riksveger + Temahefte til håndbok 111 (intern rapp. 2337)

Statens vegvesen (2006): Håndbok 163 Vann- og frostsikring i tunneler
Statens vegvesen (1999): Håndbok 213 Helse, miljø og sikkerhet ved arbeid i trafikkerte vegtunneler
Statens vegvesen (2006): Håndbok 214 Helse, miljø og sikkerhet
Statens vegvesen (2007): Håndbok 269 Sikkerhetsforvaltning av vegtunneler. Del 1
Statens vegvesen (2007): NA-Rundskriv 2007/3 Nye og utfyllende bestemmelser, prosedyrer og tiltak vedrørende planlegging, prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av vegtunneler
Statens vegvesen (2007): NA-Rundskriv 2007/6 HMS-tiltak ved inspeksjon og annet sikringsarbeid i tunneler med hvelv
NS 3480 Geoteknisk prosjektering
NS 3424 Tilstandsanalyse for byggverk – Innhold og gjennomføring

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

Sivilingeniør Arne Engen, Norconsult AS
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

**LEDERENS 10 MINUTTER**

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# PROGRESSIVE FAILURE IN SOFT SENSITIVE CLAYS

## Progressiv bruddutvikling i sensitive leire

Siv.Ing. A.S. Gylland NTNU/SINTEF Byggforsk

**ABSTRACT**
Reduced shear strength (strain softening) due to pore pressure generation in sensitive contractant clays have implications for failure mechanisms in slopes. The typical scenario is that a limited local disturbance can cause large mass movements. Several failure mechanisms can be identified and in this paper retrogressive, upward progressive and downward progressive failure are included. The downward progressive failure mechanism is discussed in detail with focus on the effect of stiffness and the concept of instability. Some methods for modeling of strain softening and progressive failure are discussed.

**SAMMENDRAG**
På grunn av poretrykksoppbygging under udrenert skjær i sensitive kontraktante leirer får man redusert styrke ved økende belastning etter at en maksimumsverdi er nådd (strain softening). Dette har implikasjoner for bruddmekansimer i skråninger da man kan få situasjoner hvor en lokal forstyrrelse utløser et stort skred. I denne artikkelen er retrogressivt-, bakover-progressive- og nedover progressive brudd inkludert. Mekanismene for nedover-progressive brudd er diskutert i detalj med fokus på effekt av stivhet og instabilitetskonseptet. Ulike metoder for modellering av strain softening og progressiv bruddutvikling er kommentert.

## 1 INTRODUCTION

A well known property of some geomaterials is strain softening behavior. This can be defined as a reduction of strength with increasing strain beyond the maximum strength. This effect can be caused by breakage of bonds as is typical for some weak rocks and over-consolidated clays or from a reduction in the friction angle as e.g. can be seen for dense sands. The two examples above represents what is called real material softening and is identified as a rheological phenomenon changing the actual properties of the material. Under some conditions there exists another possibility for materials to soften which is typical for Norwegian soft, sensitive clays. This material is relatively loosely packed and when sheared it will try to reduce its volume. This is defined as contractancy. If the shearing occurs under undrained conditions there is no possibility of volume change and the contractant behavior induces excess pore pressures. Following the principle of effective stresses this implies that the contact forces between the soil grains is reduced and the shear strength of the soil is lowered.

Quick clay is an example of a contractant clay showing pronounced softening under undrained shearing and is e.g. extensively characterized in both geological and geotechnical terms in (Karlsrud et al., 1985).

The softening behavior of soft sensitive clays may in some cases lead to a progressive development of a failure mechanism. In contrast to materials without softening, the shear

mobilization along a potential slip surface in a softening medium will vary from the maximum value to the residual value during the failure process. One of the characteristic features of progressive failures it that a relative small and local disturbance in highly sensitive clay creates an extensive landslide, often in areas with only modest inclination. This process will be discussed later in this paper.

Among the first to include thoughts of the progressive failure process in slope stability analysis was (Terzaghi, 1936). Following this, many authors have commented on progressive failure mechanisms in slope stability issues, but the main focus was on material softening related to breakage of bonds and reduction of friction angle. In Norway (Bjerrum, 1967) described slides in overconsolidated clay by proposing a failure mechanism for progressive failure. (Bernander, 1978) proposed a calculation method for slides in soft sensitive normally consolidated materials. The method was further discussed and developed during the eighties. A summary of the work is presented in (Bernander, 2000) and (Bernander, 2009). Following the development of the finite element method, several authors have analyzed progressive failure by this approach. Some examples are (Andresen and Jostad, 2007; Andresen and Jostad, 2004; Chai and Carter, 2009; Potts et al., 1996; Wiberg et al., 1990).

## 2 CLASSIFICATION AND MECHANISMS OF PROGRESSIVE FAILURE

In this section some of the mechanisms involved in progressive failure will be described. As mentioned, the key issue in progressive failure is the strain softening behavior and a shear mobilization which is varying along the potential failure surface. Some conditions necessary for progressive failure to develop are listed by (Bjerrum, 1967):

- Softening behavior of soil
- Local stresses equal to the peak strength
- Strains in the failure zone must be large enough so that the post peak strength is reduced and not obstructing the movement of the failing soil mass

In addition there is the condition used by (Bernander, 2000) and also emphasized by (Andresen and Jostad, 2004) that for a progressive failure to propagate in an infinite long slope, the residual shear strength must be lower than the initial shear stress. This can be reformulated as a general condition saying that the reduction in resistance due to strain softening during the failure process is equal or larger than increase in resistance. If looking at Figure 4 one sees that in order to loose capacity in the slope due to strain softening, the residual value of the shear strength must be lower than the initial shear stresses in the slope.

Progressive failure can occur in several settings, and although each slide event is special, some common features can be extracted in order to make classifications. The following presentation is based on (Karlsrud et al., 1985).

### 2.1 Retrogressive failure

Retrogressive failure can occur in quick clays and is often triggered by a down slope slide which in it self might be insignificant. This slide exposes the sensitive clay and creates a steep and high back scar. The height of the back scar makes the newly exposed slope unstable, which leads to a new slide event. Again this leaves a steep back scar and the process continues until the stability of the back scar is sufficient. As pointed out by (Grande and Janbu, 1980), a prerequisite for retrogressive sliding is that the sliding material turns liquid-like in the process and flows out of the slide pit. This is a necessity on order to leave the back scar unsupported and unstable. An illustration of the successive failure development is shown in Figure 1. Detailed investigations of the mechanisms involved in retrogressive

failure are e.g. available in (Janbu, 1979). An example of a slide where retrogressive failure was a dominating mechanism is the Rissa landslide that occurred in 1978 (Gregersen, 1981).

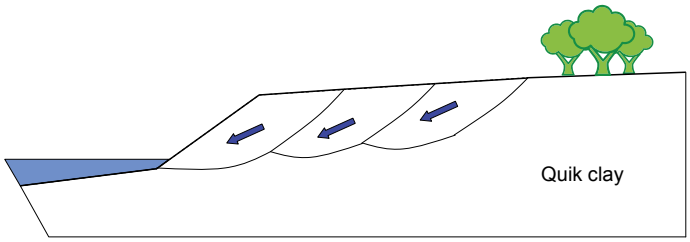



**Figure 1 Retrogressive failure**

## 2.2 Backward progressive failure

In the case of an insignificant initial slide, as in the retrogressive case, one could also imagine that the stability of the back scar is sufficient so that subsequent slides are avoided. This could for instance be because of a stronger layer above the sensitive clay. In this case there is a possibility of a failure zone developing progressively backward from the initial slide. This can happen as the horizontal unloading of the soil at the toe causes the material here to pass the peak strength and go into strain softening. This reduces the strength to a level below the initial so that the shear stress is transferred to the neighboring element. Then also the peak strength is passed for this element. This failure process continues to propagate backward, leaving a zone behind with residual shear strength which finally forms the failure surface of a slide of a monolithic flake-type which is illustrated in Figure 2. The landslide at Furre in 1959 (Hutchinson, 1961) could be explained by such a failure mechanism.

This is a situation similar to progressive failure development in over-consolidated soils and is e.g. described in (Bjerrum, 1967), (Urciuoli et al., 2007) and (Locat et al., 2008).

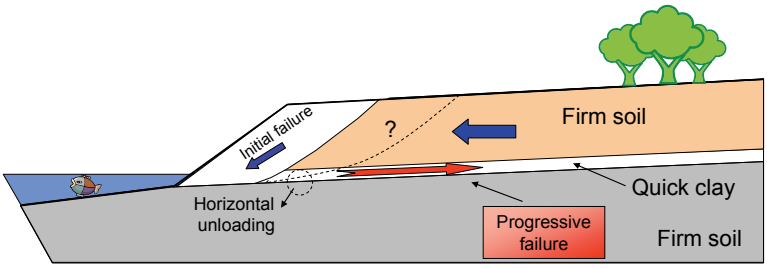



**Figure 2 Backward progressive failure**

## 2.3 Downward progressive failure

The downward progressive failure mechanism is the main focus of this paper and will be described in detail here. The presentation is based on considerations presented by S. Bernander in (Bernander, 2000).

### 2.3.1 Mechanism

The process is started up slope by some triggering agent which can be a load from a fill or displacement from pile driving. This causes a local failure which spreads downward as illustrated in Figure 3.

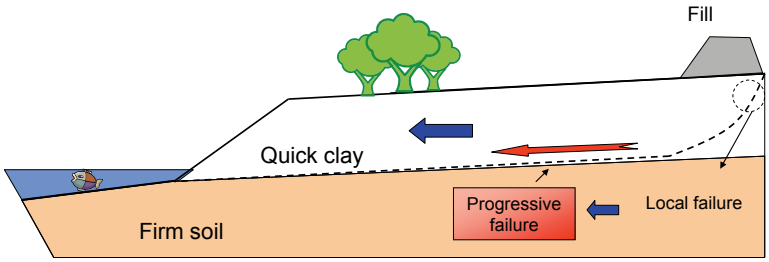



**Figure 3 Downward progressive failure**

Figure 4 illustrates shear stress distributions along a potential failure surface during loading. The three points along the surface are associated to its own stress strain diagram. The lower part of the figure illustrates the shear stresses acting along the potential failure surface. The points along the stress-strain diagrams corresponds to different stages in the loading process and can be found in the global load-deformation diagram as well as in the lower diagram showing the shear stress distribution along the potential failure surface.

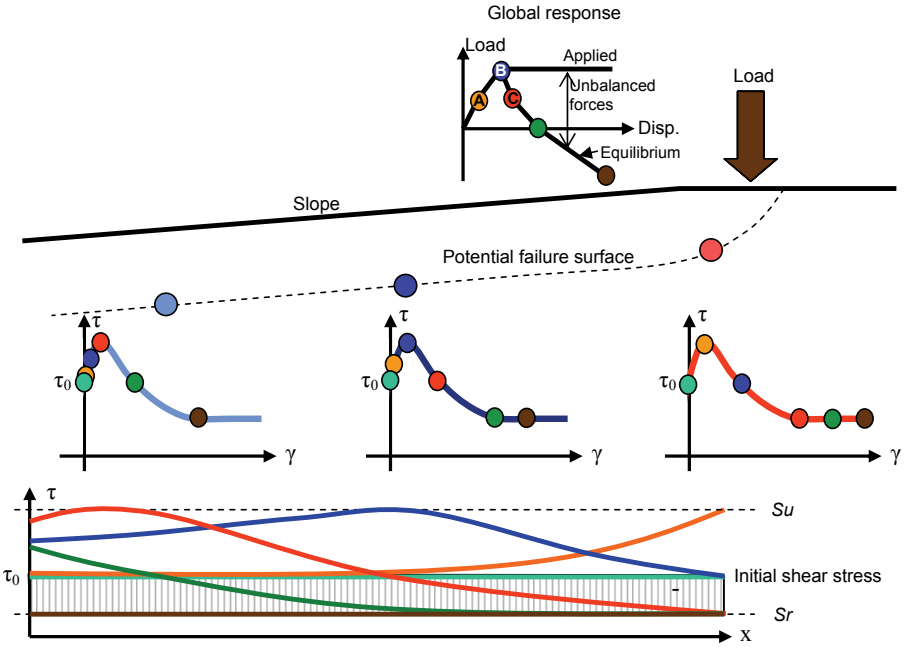



**Figure 4 Progressive failure mechanism**

Bernander defines several stages within the failure process. When applying load up to the level where the first material point reaches peak strength (orange) no local failure has yet

taken place. When increasing the load further, this first point will pass the peak strength and at some stage reach the same value as the initial stress (blue). The points further down are still in the pre peak regime. This state represents the *post peak stress stability phase* and gives the theoretical maximum value of the applied load if considering an infinite slope. This can be seen as the current situation gives the largest value of the integral under the shear stress-slope length graph. For real cases with varying initial shear stress along the potential failure surface this might be different. Upon further attempts on increasing the load, the first point will have less resistance than it started with, thus transferring additional load to the points further down. This is indicated by the negative sign in the area below the initial shear stress level in the lower diagram. The soil can now take less load than before the loading process started. Since one normally can not reduce the load at this stage a dynamic redistribution of stresses occur where the failure zone propagates down slope. This is the *first dynamic phase*. Equilibrium can still be obtained if the passive resistance in some flat terrain down slope is able to hold the additional load. If this is the case, this represents the *second stability phase* which can be called an "unfinished slide". Otherwise, the slide enters the *second dynamic phase* which is the actual slide event. In Figure 3 there is no flat down slope, meaning that no second stability phase is possible.

The soil movement at Rävekärr in 1971 (Lofquist, 1973) is an example of an event that can be explained to have reached the second stability phase. The landslide at Sem in 1974 (Aas, 1981) is an example of a downward progressive slide reaching the second dynamic phase.

### 2.3.2 Effect of soil stiffness

In the previous discussion it is assumed that a finite stiffness is apparent in the soil mass in order to get the shear stress distributions as shown in Figure 4. As opposite from limit equilibrium methods, analysis involving strain softening must also include the soil stiffness in order to assess the correct stress-strain situation to each material point. This is illustrated in Figure 5 where a force is applied to a flexible beam on a weak layer.

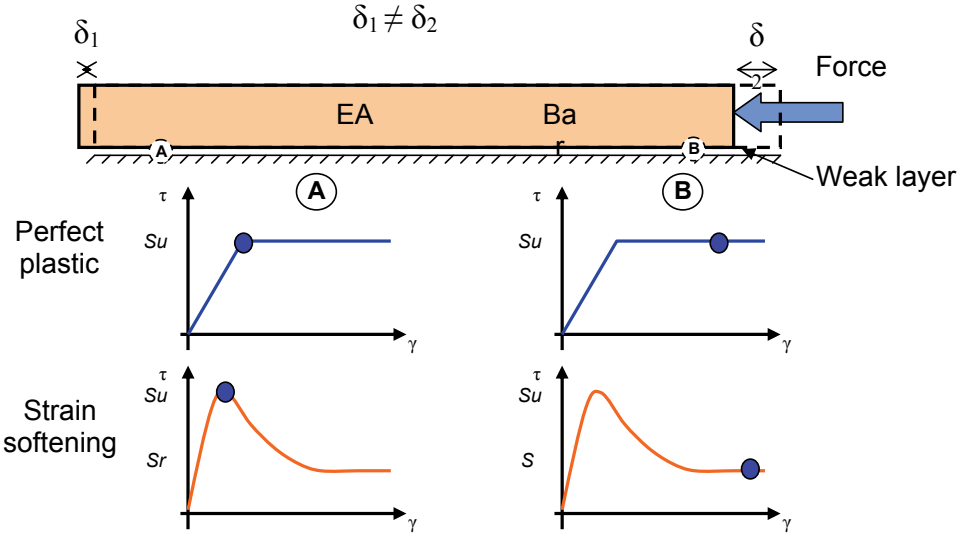



**Figure 5 Shear stresses beam on perfect plastic and strain softening material**

Because of the finite stiffness of the beam, the displacement at the right and left side will differ and thus the strains in the weak layer will differ. For a perfectly plastic material this

will not affect the capacity load as the strength is constant and strain independent once failure is reached. This is the basic assumption of limit equilibrium methods and is seen by comparing the response at point A and B in the weak layer; the stiffness of the bar is arbitrary when considering the maximum capacity. For strain softening material however, the difference in strains caused by the flexibility of the beam determines how the stresses will distribute in the weak layer. Therefore, the beam stiffness becomes an important parameter for determination of the capacity load as the difference between $\delta_1$ and $\delta_2$ will be affected by this parameter.

Figure 6 shows the shear stress distribution along a potential slip surface as calculated using Stig Bernanders method for two different values of the axial stiffness. The results are normalized to *Su*, the maximum stiffness used and the surface length. Material parameters are taken from Appendix A in (Bernander, 2000). It can be seen that the higher stiffness gives a wider distribution of the shear stresses and a correspondingly higher capacity. The capacity for the high stiffness is approximately three times the capacity for the low stiffness.

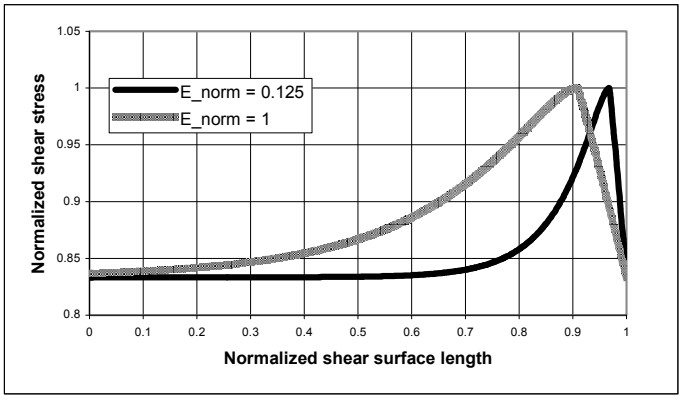



**Figure 6 Shear stress distribution along a potential slip surface for two values of the axial stiffness**

The effect of axial stiffness on the capacity is further investigated in Figure 7 where the normalized capacity is plotted against normalized stiffness. The relation is a square root function and for relevant soil properties a 10% change in stiffness gives approximately 4-5 % change in the capacity for the case studied here.

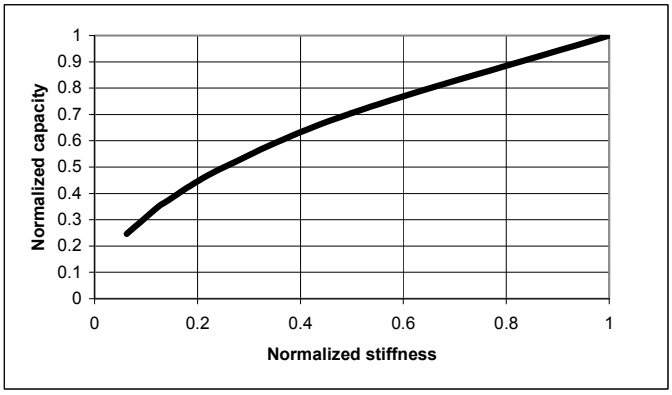



**Figure 7 Capacity sensitivity to the axial stiffness**

# 3 CONCEPT OF INSTABILITY

## 3.1 Analog

When analyzing strain softening and progressive failure it is important to distinguish between local and global failure. Local failure will develop where the peak strength of the material is reached. In the example in Figure 4 all material points in the post peak state has failed giving local failure. At the same time some points still are hardening. The maximum capacity is given at the stage where the first material point is about to reduce it strength below the initial stress level. This implies first, that local failure takes place before the maximum capacity is reached and second, that the maximum capacity is reached before global failure takes place. The maximum capacity state represents an instable situation. An analogy modified from (Bernander, 2000) is used to show this (Figure 8). The figure illustrates a ball rolling in a special shaped tray. The points A-C can be related directly to the same stages in Figure 4. Location I illustrates the initial state of the slope and location A some stage into global loading. Point B represents the maximum capacity load and it is seen that an arbitrary small disturbance to the left causes the ball to roll down. This point is thus defined as unstable and represents the possible onset of a failure zone developing progressively down slope (stage C and onward).

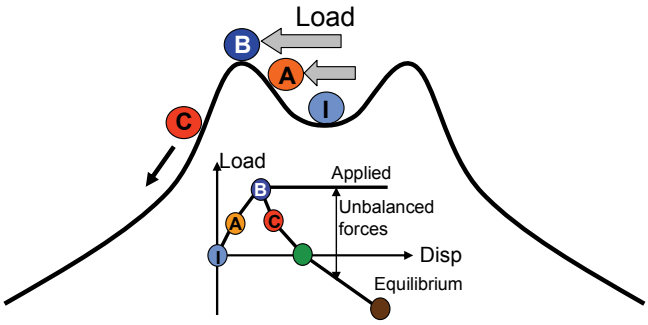



**Figure 8 Instability illustration**

## 3.2 Factor of safety

It follows from the above considerations that a factor of safety based on constant mobilization of strength along a potential failure surface is not directly applicable in progressive failure analysis. Figure 5 illustrates this as constant mobilization can not be assumed in strain softening materials. A more appropriate definition of the slope factor of safety might then be to relate the applied load to the load at the instability-point (B). As mentioned in 2.3.1 a second stability phase might occur if the down slope passive rankine resistance is larger than the occurring horizontal stresses after the progressive shear stress redistribution. The factor of safety for this phase can be based on the relationship between these two sizes.

# 4 MODELING OF STRAIN SOFTENING AND PROGRESSIVE FAILURE

The finite element method is a tool which is well suited in capturing the progressive failure mechanism as it fully couples stresses and strains with soil deformations and that there is no need for pre-assuming a location of the critical failure surface. However, there are some issues which creates major challenges. When using a softening material in the finite element

method the solution might become instable and turn into a bifurcation problem. A description of this issue and some approaches on how to remedy this is discussed in the next section.

As mentioned, Stig Bernander has developed a method for evaluating slope stability in sensitive materials. The method is motivated by and designed for long slab-slides in Swedish sensitive clays caused by up slope triggering agents. The main points of the method is introduced here as it provides an alternative to the finite element method. The method can be regarded as a lamella-method which incorporates soil deformations. This allows for a full stress-strain curve to be used, not only a constant strength value. Compatibility between axial compression and shear stress generated shear deformations are used an iteration criteria in the method. As for the standard lamella methods it is necessary to input the location of the critical shear surface and iterate to find the most critical. The method has been criticized and it is not fully accepted in the geotechnical community. The main points of the critics are that no sub-shear surface deformations are included, passive earth pressures above the passive rankine strength is allowed to develop and that it to some extent is possible to make slopes fail by playing with the parameters. Nevertheless, it captures the mechanisms occurring in a progressive failure and back calculations of slides shows good correspondence.

### 4.1 Issues with FEM

In order to simulate a progressive failure one has to use a material model with strain softening behavior. However, the framework of rate independent elasto-plasticity has some issues when using such materials. A softening material will locally develop negative second order internal work (loss of strength with increase in strain) which makes it locally unstable. This implies that strains might localize in thin zones (shear bands). In the above stated framework there is no inherent internal length to set the width of this zone. This means that the width is arbitrary and there exists in principle infinitely many solutions, all satisfying global equilibrium and the constitutive relationship. What will happen in the FEM is that the shear band will shrink to the minimum size possible. This is typically given by the element size, type and orientation. This implies that the results obtained from a FEM analysis with a softening material will be non objective and depend on the mesh discretization.

In order to overcome this problem, special treatments are necessary. Such techniques are called regularizations and in most cases this involves the introduction of additional information to obtain mesh independent solutions (Tikhonov and Arsenin, 1977). Some of these techniques will be presented in the next section.

Vast amounts of work related to the issues stated above is available in the literature. Some relevant references are (de Borst, 1989; de Borst et al., 1993; Drucker, 1951; Hill, 1958; Hill, 1959; Rudnicki and Rice, 1975; Vardoulakis, 1982; Vermeer, 1982).

### 4.2 Regularization techniques

There are several regularization techniques available and some of the approaches most relevant for clays will be reviewed in short here. Vast amounts of work has been done within each of the techniques described below, and only some of the relevant references will be listed. All of these techniques has in common that additional information (e.g. internal length, viscous parameter, deformation formulation) must be incorporated.

#### 4.2.1 Rate dependent modeling

By introducing a time dependency in the material model, the governing equations become well posed, also in the softening range as the viscosity formulation introduces an internal

length scale (Needleman, 1988). According to (Wang et al., 1996) and (Wang et al., 1997) the size of the emerging shear band will be the minimum of the internal length as determined by the material parameters and the initial perturbation if present. As noted by (Needleman, 1988), (Harewood and McHugh, 2006) and many more, the results from such analysis tend to become highly sensitive to the viscosity parameter. It is also observed that unrealistically high values must be used to regularize traditional boundary value problems.

### 4.2.2 Non-local modeling

The idea of non local modeling is to include a portion of the area around local points in the evaluation of stresses and strains. It can thus be viewed as an averaging technique smearing out some of the local jumps. The approach is e.g. used by (Brinkgreve, 1994) and it is shown to regularize strain softening problems when modified to include a coupling between the non-local and local formulation. However, the shear band thickness is a function of the averaging area used, thus making it an additional input parameter.

### 4.2.3 Strain gradient modeling

The strain gradient approach includes higher order terms of the plastic strains(Vardoulakis and Aifantis, 1989). It is shown by (Brinkgreve, 1994) that this technique is a special case of the non-local theory. The implementation of this approach is complex and involves differentiation which is more unstable numerically compared to the integration used in the non-local theory.

### 4.2.4 Polar/Cosserat continuum modeling

Originally proposed by (Cosserat and Cosserat, 1909) this theory introduces rotational degrees of freedom in addition to the displacements degrees of freedom in the classical continuum theory. In order to couple the rotational components to the transversal, an internal length parameter is needed as input. The method has shown promising results and has recently been used coupled with XFEM (to be discussed below) by (Kohei and Krimi, 2008) in various conditions relevant for soil mechanics.

### 4.2.5 Interface analysis

Interface elements are of zero or a predefined thickness and are intended to model the behavior of interfaces between geometrical components. Among others, (Andresen and Jostad, 2004) and (Andresen and Jostad, 2007) have used this approach as a regularization technique in softening sensitive clay. The main disadvantage of this method is that the interface elements must be manually inserted along the potential slip surface. (Jostad and Andresen, 2004) tried to remedy this my implementing an algorithm for self propagation of the interface elements. However, large challenges were encountered and they conclude that it may be difficult to find a general robust procedure.

### 4.2.6 Strong discontinuity modeling

The extended finite element method (XFEM) is enhanced so that discontinuities, or slip lines, can be inserted across existing elements (Vermeer et al., 2004; Wells et al., 2002; Wells and Sluys, 2001). The techniques discussed above (except interfaces) requires some minimum amount of elements covering the shear band. When considering a slope stability problem with length scales in order of 10m one will need an extremely high number of elements to model a zone of a few mm. This can be overcome by an adaptive meshing technique which refines the mesh where strain gradients are high and makes it coarser elsewhere. However, in such situations it might just as well be suitable to model the shear band as a slip line. In this approach the main issue is when, where and in which direction to insert the slip line.

(Septanika and Thakur, 2007), (Septanika et al., 2007) and (Thakur and Septanika, 2008) have implemented a pore pressure based criterion for the onset of localization and applied it to some standard geotechnical problems. The orientation of the slip line was determined by the average displacement gradients at the tip of the propagating discontinuity. However, these studies were preliminary in nature and the approach used is not still fully developed.

## 5 FURTHER RESEARCH

The topic of modeling strain softening and progressive failure in the framework of FEM is currently an active field of research. Current and future work at NTNU, ICG and NGI includes laboratory testing with the aim of characterizing the development and behavior of failure zones in quick clay, regularization using non-local methods combined with rate effects and pore water flow and XFEM with the aim of developing a reliable method for stability evaluations of quick clay slopes exposed to local disturbances.

## 6 CONCLUSION

In this paper it is shown how the strain softening behavior of soft sensitive clay can lead to large mass movements triggered by a small local disturbance. The cases discussed are retrogressive failure, upward progressive failure and downward progressive failure. The downward progressive failure mechanism is discussed in detail and it is shown how the soil stiffness comes in as an important parameter in analysis of such failures. This is because this parameter determines how strains and thereby stresses and mobilization is distributed along the potential failure surface. Following from the difference in stress distribution between perfect plastic and strain softening material one can not use directly a factor of safety based on limit equilibrium principles. A more appropriate approach might be to relate the applied load to the instability-load.

The finite element method is a powerful tool in geotechnical engineering. Its flexibility in coupling various structural elements with complex geometries and advanced soil models makes it suitable in a vast range of applications including progressive failure analysis. However, when it comes to materials with softening behavior the framework of rate independent elasto-plasticity has some issues. The solution becomes mesh dependent and thus non objective. This issue can be overcome by introducing regularization techniques that incorporates an internal length in to the model.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

Professor II Hans Petter Jostad, Professor Steinar Nordal and Professor Lars Grande at the Norwegian University of Science and Technology are greatly acknowledged for valuable discussions and comments.

The work described in this paper is partially supported by Research Council of Norway through the International Centre for Geohazards (ICG), the Norwegian Public Roads Administration and the Norwegian National Rail Administration. Their support is gratefully acknowledged.

## 8 REFERENCE LIST

Aas,G.: 1981, 'Stability of natural slopes in Quick clays', *Proceedings for the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stocholm 1981.* **3**. Notes: Also in NGI publication no. 135, 1981

Andresen,L. and Jostad,H.P.: 2007, 'Numerical modeling of failure mechanisms in sensitive soft clay - Application to offshore geohazards', *2007 Offshore Technology Conference, Huston, Texas, U. S. A.*

Andresen,L. and Jostad,H.P.: 2004, 'Analyses of progressive failure in long natural slopes', *Proceedings of NUMOG04, IX international symposium on numerical models in geomechanics, Ottawa, Canada.*

Bernander,S.: 1978, 'Brittle failures in normally consolidated soils', Vag- och Vattenbyggaren.

Bernander,S.: 2000, 'Progressive Landslides in Long Natural Slopes'.

Bernander, Stig. Down-hill progressive landslides in soft clays. 2008:11. 2009. Luleå University of Technology.
Ref Type: Report

Bjerrum,L.: 1967, 'Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clay and clayey shales', *Journal of soil mechanics and foundations, ASCE 93.* **SM5**.

Brinkgreve,R.B.J.: 1994, 'Geomaterial models and numerical analysis of softening', Delft University of Technology.

Chai,J. and Carter,J.P.: 2009, 'Simulation of the progressive failure of an embankment on soft soil', *Computers and Geotechnics.* **36,** 1024-1038.

Cosserat,E. and Cosserat,F.: 1909, *Théorie des corps deformables*, Herman et Flis, Paris.

de Borst,R.: 1989, 'Bifurcation in finite element models with a non-associated flow law', *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* **12**.

de Borst,R., Sluys,L.J., Mühlhaus,H.-B. and Pamin,J.: 1993, 'Fundamental issues in finite element analyses of localization of deformation', *Engineering Computations.* **10,** 99-121.

Drucker,D.C.: 1951, 'A more fundamental approach to plastic stress-strain relations', *Proceedings the first US national congress of applied mechanics, Chicago.*

Grande,L. and Janbu,N.: 1980, 'Retrogressiv bruddmekanisme i kvikkleire'.

Gregersen,O.: 1981, 'The quick clay landslide in Rissa', pp. 421-426.

Harewood,F.J. and McHugh,P.E.: 2006, 'Investigation of finite element mesh independence in rate dependent materials', *Computational materials science.* **37**.

Hill,R.: 1958, 'A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids', *Journal of the Mechanics and Physics of Solids.* **6**.

Hill,R.: 1959, 'Some basic principles in the mechanics of solids without a natural time', *Journal of the Mechanics and Physics of Solids.* **7**.

Hutchinson,J.N.: 1961, 'A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, central Norway', *NGI Publication.* **44**.

Janbu,N.: 1979, 'Failure mechanism in quick clays', *Nordic geotechnical Meeting, Helsinki.* Notes: Also available in Norwegian Institute of Technology. Soil mechanics and foundation engineering. Bulletin 12, 1980

Jostad,H.P. and Andresen,L.: 2004, 'Modeling of shear band propagation in clays using interface elements with finite thickness', *Proceedings of NUMOG04, IX international symposium on numerical models in geomechanics, Ottawa, Canada.*

Karlsrud,K., Aas,G. and Gregersen,O.: 1985, 'Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and Experiences', *NGI Publication.* **158**.

Kohei,A.R. and Krimi,K.: 2008, 'An enriched-FEM model for simulation of localization phenomenon in Cosserat continuum theory', *Computational materials science.* **44**.

Locat,A., Leroueil,S., Bernander,S., Demers,D., Locat,J. and Ouehb,L.: 2008, 'Study of a lateral stread failure in and eastern canada clay deposit in relation with progressive failure: The Saint-Barnabé-Nord slide', in J.Locat, D.Perret, D.Turmel, D.Demers and S.Leroueil (eds.), Presses de l´Université Laval, Québec, pp. 89-96.

Lofquist,B.: 1973, 'Lerskred genom vattenupprtryck (slides in clay by hydraulic uplift)', Vag- och Vattenbyggaren.

Needleman,A.: 1988, 'Material rate dependence and mash sensitivity in localization problems', *Computer methods in applied mechanics and engineering.* **67**.

Potts,D.M., Dounias,G.T. and Vaughan,P.R.: 1996, 'Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment'.

Rudnicki,J.W. and Rice,J.R.: 1975, 'Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials', *Journal of the Mechanics and Physics of Solids.* **23**.

Septanika,E. and Thakur,V.: 2007, 'On the onset and propagation of shear band in undrained geomaterials', *Proc. 8th Int. Conf. on the Analysis of Discont. Deformation ICADD7, Beijing.*

Septanika,E., Thakur,V., Brinkgreve,R.B.J. and Nordal,S.: 2007, 'Modelling undrained instability in geomaterial using extended finite element method (PUM/XFEM)', *International Geomechanics Conference, Bulgaria.*

Terzaghi,K.: 1936, 'Stability of slopes of natural clay', *Proc. of Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr. 1.* **1**.

Thakur,V. and Septanika,E.G.: 2008, 'Extended finite element modeling (X-FEM) of progressive sliding in geomaterials', *Nordic Geotechnical Meeting no. 15.*

Tikhonov,A.N. and Arsenin,V.Y.: 1977, *Solutions of Ill-Posed Problems*, Winston, New York.

Urciuoli,G., Picarelli,L. and Leroueil,S.: 2007, 'Local soil failure before general slope failure', *Geotechnical and Geological Engineering.* **25**.

Vardoulakis,I.: 1982, 'Stability and bifurcation of soil samples', Rotterdam: Balkema.

Vardoulakis,I. and Aifantis,E.C.: 1989, 'Gradient dependent dilatancy and its implications in shear banding and liquefaction', *Archive of Applied Mechanics.* **59**.

Vermeer,P.A.: 1982, 'A simple shear band analysis using compliances', *Proc IUT AM Symp. Deformation and failure of granular materials, Delft.*

Vermeer,P.A., Vogler,U., Septanika,E.G. and Stelzer,O.: 2004, 'A strong discontinuity method without locking', *Proceedings of 2nd international symposium on continuous and discontinuous modeling of cohesive-frictional materials-CDM 2004, Stuttgart, 27-28 September 2004.*

Wang,W.M., Sluys,L.J. and de Borst,R.: 1996, 'Interaction between material length scale and imperfection size for localization in viscoplastic media', *Eur. J. Mech. , A/Solids.* **15**.

Wang,W.M., Sluys,L.J. and de Borst,R.: 1997, 'Viscoplasticity for instabilities due to strain softening and strain rate softening', *International journal for numerical methods in engineering.* **40**.

Wells,G.N. and Sluys,L.J.: 2001, 'A new method for modeling cohesive cracks using finite elements', *International journal for numerical methods in engineering.* **50**.

Wells,G.N., Sluys,L.J. and de Borst,R.: 2002, 'Simulating the propagation of displacement discontinuities in a regularized strain-softening madium', *International journal for numerical methods in engineering.* **53**.

Wiberg,N.E., Koponen,M. and Runesson,K.: 1990, 'Finite Element Analysis of Progressive Failure in Long Slopes', *International journal of numerical and analytical methods in geomechanics.* **14**.

# Berg Studentby i Trondheim

**Berg Studentby in Trondheim**

Sivilingeniør Stein-Are Strand, Rambøll Norge AS
Sivilingeniør Rolf H. Røsand, Rambøll Norge AS

## *Sammendrag*

Studentsamskipnaden i Trondheim besluttet i 2006 riving av gamle Berg Studentby og at en ny studentby skulle bygges opp med plass til over 600 studenter. Bygging ble igangsatt tidlig i 2009, med ferdigstillelse til jul 2010.

Berg Studentby ligger innenfor kvikkeleiresone 188 ”Berg Studentby”. Grunnforholdene i området består generelt av et lag med tørrskorpeleire over leire, delvis kvikk/sensitiv i partier. Da prosjektet ligger innenfor en kartlagt kvikkleiresone, ble det stilt krav til utredning ihht. NVEs retningslinjer 1/2007. Utredningen ble utført i forbindelse med arbeidet med reguleringsplanen, og omfattet bl.a. vurdering av områdestabilitet. Resultatet fra utredningen medførte bl.a. at det ble lagt strenge føringer på plassering av bygg og gjennomføringsrekkefølge.

## *Summary*

In 2006 The Student Welfare Association in Trondheim decided to tear down the old student housing on Berg and build a new one with room for over 600 students. Constructions were started in early 2009, and completion is expected just before Christmas of 2010.

Berg Studentby is situated inside quick clay zone 188 ”Berg Studentby”. The soil conditions contains mainly of dry crust over clay, partly quick and/or sensitive. As the project is situated inside a charted quick clay zone, it was a requirement that the project were to undergo investigations according to the guidance (1/2007) from NVE. The investigations were carried out in connection with the work on the zoning plan for the project, and included among other things an evaluation of the global stability. The outcome from the investigation involved strict restrictions on the execution sequens of the groundwork and placement of the buildings.

## 1. Innledning/bakgrunn

Berg Studentby ble oppført i perioden 1956 til 1963, da beregnet å huse ca 350 studenter i egne hybler. I forbindelse med planleggingen og byggingen av studentbyen ble det ikke utført grunnundersøkelser som avdekket at det i området var til dels betydelig kvikkleiredannelse i de mektige leiravsetningene. Likevel ble det gjennomført relativt betydelige planeringsarbeider, som i forhold til dagens krav neppe ville blitt godtatt. Til tross for manglende kartlegging av grunnforhold, og ingen geoteknisk prosjektering, gikk utbygging så vidt vites uten uhell.

I 2006 besluttet Studentsamskipnaden i Trondheim (SiT) at studentbyen skulle rives, og en ny skulle bygges opp. Rambøll Norge AS ble engasjert for å utforme geotekniske retningslinjer for prosjektet, som skulle legge føringer i den planlagte arkitektkonkurransen. Arkitektkonkurransen ble gjennomført i 2007, med Svein Skibnes Arkitektkontor AS som

vinner med utkastet ”Sigùr Berg”. Prosjektet omfattet til sammen 644 nye hybelenheter, fordelt på hybelleiligheter, parleiligheter og bokollektiv – en nær dobling av antall enheter.

**Figur 1 Vinnerutkast arkitektkonkuranse – ”Sigùr Berg”**

Etter gjennomført arkitektkonkurranse og etterfølgende reguleringsplansarbeid, ble Skanska Norge AS ble valgt som totalentreprenør for prosjektet. Byggestart ble satt til januar 2009, med endelig ferdigstillelse av det siste bygget til jul 2010.

Rambøll Norge AS har vært engasjert som geoteknisk rådgiver gjennom hele prosjektet, fra utforming av geotekniske føringer i forkant av arkitektkonkurransen (bl.a. plassering av bygg og opparbeidelse av tomta), i arbeidet med reguleringsplanen, og i samspill- og detaljprosjekteringsfasen sammen med totalentreprenøren. I tillegg er vi nå inne i byggefasen, med oppfølging på byggeplass og kontroll av utførelsen.

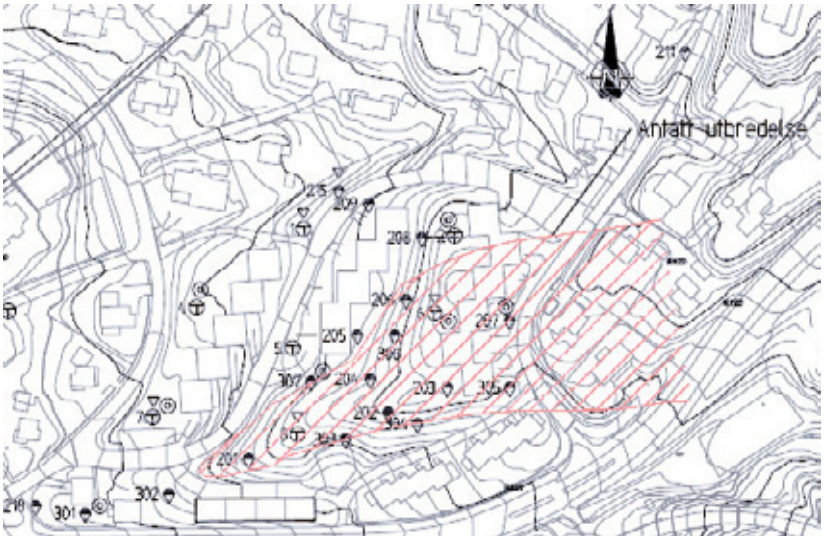
Denne artikkelen omhandler spesielt det geotekniske arbeidet knyttet til reguleringsplanen, da i hovedsak utredning av stabilitet ihht. NVEs retningslinjer 1/2007, samspill – og detaljprosjekteringsfasen med optimalisering av føringer og løsninger beskrevet i reguleringsplanen, samt oppfølging og kontroll i byggetiden.

## 2. Terreng - og grunnforhold

Terrenget på planområde, før utbyggingen ble igangsatt, var hellende fra ca kt. +74 ved toppen i øst og ned mot ca kt. +55 i vest, dvs. en total høydeforskjell på nesten 20 m. Etter nedplanering (stabilitetsforbedrende tiltak – se avsnitt 3) er høydeforskjellen redusert ca 3 – 4 meter. Langsetter søndre del av tomta, i vest – sørvestlig retningen, ble tomta gjennomskåret av en terrengrygg. Denne er nå nedplanert noe, og fremstår i dag mindre fremtredende.

Grunnforholdene på utbyggingsområdet består i all hovedsak av 2 - 4 meter tørrskorpeleire over leire. Det er boret ned til over 50 meter under terreng uten at fjell er påtruffet. Leira kan deles inn i to lag, med lagdeling ca 10 – 15 meter under terreng. Denne lagdelingen karakteriseres av et markant dropp i vanninnhold, fra ca 40 % i det øvre lag og til ca 20 – 30 % i det nedre lag. Det øvre leirlaget er bløtt til middels fast, middels til meget sensitivt (kvikk i partier). Det nedre leirlaget er fast, og generelt lite sensitivt. Utførte ødometerforsøk viser at leiravsetningene er overkonsolidert ($\Delta p' = 100 - 200$ kPa), korresponderende med et tidligere terreng mellom kt. +70 – kt. +80. Denne overkonsolideringa kommer også til uttrykk i målt skjærstyrke, med vesentlig høyere verdier målt på prøver fra nedre deler av tomta sammenlignet med tilsvarende målinger på prøver tatt opp i øvre del av området.

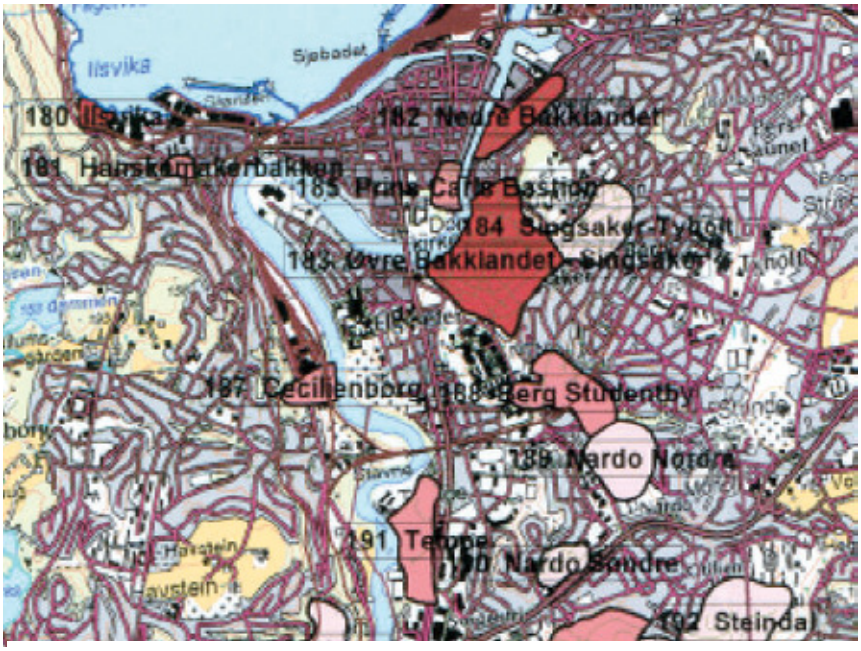
Utbredelse av gruntliggende lag av kvikk/sensitiv leire på tomta er vist i figur 2. Denne avsetningen ligger som en slags plomme i øvre del av utbyggingsområdet. Mektigheten av laget med kvikk/sensitiv leire er i størrelsesorden 5 – 8 meter, med en overdekning i overkant av 4 – 5 meter. Et nedre lag av kvikkleire er også påvist, men dette ligger så dypt at det er vurdert til ikke å ha betydning for byggeprosjektet, og heller ikke i forhold til områdestabiliteten.




**Figur 2 Antatt utbredelse av gruntliggende kvikkleirelag**

## 3. Områdestabilitet – utredning ihht. NVEs retningslinjer 1/2007

Berg Studentby ligger innenfor kvikkleiresone 188 ”Berg Studentby”, se figur 3.




**Figur 3 Kvikkleiresoner i Trondheim - deriblant 188 Berg Studentby**

Kvikkleiresona er klassifisert med faregrad middels og meget alvorlig skadekonsekvens, og sona havner derfor i risikoklasse 4. Innenfor en slik kvikkleiresone er all ny byggeaktivitet underlagt krav i NVEs retningslinjer 1/2008 ”Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag”, med tilhørende teknisk veileder ”Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire andre sensitive/kvikke jordarter med sprøbruddegenskaper”. Dette medførte på reguleringsplannivå at tiltakets innvirkning på stabiliteten innenfor kvikkleiresonen, samt planområdets risiko for å bli rammet av skredhendelser fra overliggende del av kvikkleiresone (eller andre kvikkleiresoner), måtte utredes ihht. de gitte retningslinjer. Det bemerkes at utredningen ble gjennomført ihht. NVEs retningslinjer 1/2007, som var gjeldende i det tidsrommet utredningen ble igangsatt.

Ut fra sonens Faregrad og aktuell Konsekvens (Tilflytting av mennesker), ble tiltaket definert ihht. NVEs retningslinjer til Tiltaksklasse K3. Ut fra dette ble det stilt spesifikke krav til prosjektet:

- For den aktuelle utbyggingen stilles det krav til oppnådd sikkerhet (materialkoeffisient) $\gamma_m \geq 1.4$, eller prosentvis forbedring ihht. figur 3.1 ”Minimumskrav til prosentvis vesentlig forbedring ved topografiske endringer” (NVEs retningslinjer 1/2008).

- Før behandling av reguleringsplanen, kreves det gjennomført uavhengig kontroll (3. partskontroll) i forhold til dokumentasjon av områdestabilitet.

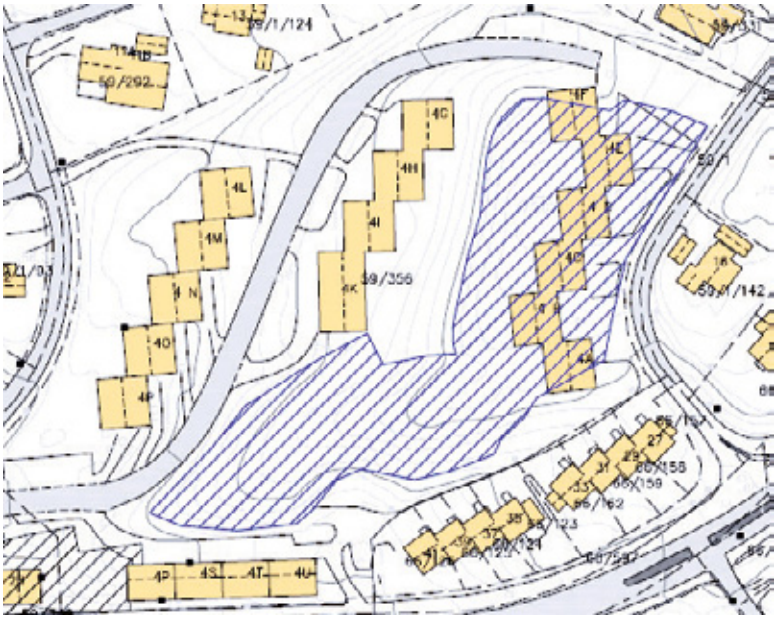
Det ble tidlig i utredningen valgt å dele opp kvikkleiresonen i fire mindre delsoner (se figur 4), basert på terrengformasjoner og naturlig utløpsretning for skred.

**Figur 4 Oppdeling av kvikkleiresone 188 Berg Studentby i delsoner.**

Planområdet for nye Berg Studentby utgjorde i denne vurderingen en egen delsone, og ble vurdert å være upåvirket/uavhengig av de andre delsonene. Det etterfølgende omhandler derfor kun utredningen av planområdet, navngitt Delsone I på figur 4.

Områdestabiliteten ble utredet basert på bearbeidet skisseprosjekt/konkurransegrunnlag fra arkitektkonkurransen, som grunnlag for behandling av reguleringsplanen. Utredningen så grovt på de planlagte inngrepene, og omfattet "dagens situasjon" (før utbygging), anleggsfasen (med skisse – og overslagsmessig terreng – og belastningsendring), og for situasjon med permanent terreng og bebyggelse. Det kreves dokumentasjon av reguleringsplanens gjennomførbarhet, men stabiliteten ble forutsatt detaljprosjektert ifbm. byggesaken.

Sikkerheten for "dagens situasjon" ble beregnet til materialkoeffisient $\gamma_m$=1.2 for kritisk profil. For å oppnå nødvendig sikkerhet før oppstart, ble det prosjektert med en terrengavlastning på tomta. Terrengavlastningen omfattet senking av terrenget på toppen av tomta, fra ca kt. +74 til ca kt. +70, samt nedplanering av terrengryggen sentralt på tomta. Terrengryggen ble senket i gjennomsnitt ca 3 – 4 meter.




**Figur 5 Stabiliserende tiltak før utbygging - nedplanering av skråningstopp og terrengrygg**

Med det aktuelle utbyggingsmønsteret som var planlagt, i form av en "terrassert" bebyggelse i skrånende terreng med kvikk/sensitiv leire i grunnen, ble gjennomføringsrekkefølgen for graving og bygging sentral i utredningsarbeidet for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet/stabilitet ihht. retningslinjene. Det viste seg helt nødvendig å legge strenge føringer for rekkefølgebestemmelse, etter prinsippet med suksessiv utgraving ovenfra og ned på tomta, og bygging/opparbeidelse i motsatt rekkefølge. I tillegg ble det forutsatt gjennomført stabiliserende tiltak i forbindelse med høye graveskråninger sentralt på tomta, i form av seksjonsvis utgraving og etablering av skråningsdrensgrøfter.

## 4. Samspill – og detaljprosjekteringsfase

I forbindelse med samspill – og detaljprosjekteringsfasen ble det på grunnlag av føringer lagt i reguleringsplansbestemmelsene, utarbeidet detaljerte grave – og fyllingsplaner for alle faser i gjennomføringsrekkefølgen. Disse planene, heretter kalt "faseplaner", beskriver i detalj alle grunnarbeidene og spesielle bestemmelser/beskrivelser som skal gjennomføres eller overholdes i de ulike fasene. Dette omfatter bl.a.:

- Gravenivå og koordinatangivelser for byggegrop.
- Graveskråninger, både midlertidige og permanente.
- Opparbeidelse av byggegrop, med pukkfylling og fiberduk.
- Beskrivelse/anvisning for graving av interne ledninger (f.eks. drens - og bunnledninger)
- Tilbakefylling mot bygg – beskrivelse av oppbygging/materialer (grus, leca, pukk etc.)
- Beskrivelse av komprimering av pukkfylling og tilbakefylling mot bakvegg.

- Anvisning/beskrivelse av graving i kvikk/sensitiv leire. Egen beskrivelse er utarbeidet; ”VURDERING AV RISIKO VED GRAVING I KVIKKLEIRE”, med tilhørende ”aktsomhetsone”.
- Rekkefølge for grunnarbeidene (evt. betongarbeider) innenfor de forskjellige fasene.
- Seksjonsvis graving og etablering av skråningsdrensgrøfter – spesielt for Bygg C2.
- Beskrivelse av grøftegraving ifbm. VA – anlegg.
- Beskrivelse av spuntarbeider for Bygg A og fordrøyningsbasseng.
- Restriksjoner på trafikkering av areal, f.eks. ved skråningstopp.
- Rigg – og kranoppstillingsplass.

De forskjellige fasene er nummerert 1 – 11, og omfatter i korte trekk følgende:

- Fase 1 - Nedplanering av skråningstopp og terrengrygg, samt utgraving for Bygg G.
- Fase 2 - Utgraving for Bygg B, Bygg E og Bygg F.
- Fase 3 – Utgraving for Bygg D.
- Fase 4A – Betongarbeider og tilbakefylling for Bygg B
- Fase 4B – Utgraving for Bygg A, samt fordrøyningsbasseng. Spuntarbeider.
- Fase 5 - Etablering av ny internveg og graving/legging av VA – anlegg.
- Fase 6 – Utgraving for Bygg C1, Bygg C3 og trinn 1 for Bygg C2.
- Fase 7- Utgraving for Bygg C2. Seksjonsvis graving.
- Fase 8 – Betongarbeider for Bygg C2 og Bygg C3, tilbakefylling mot Bygg C1.
- Fase 9 – Betongarbeider Bygg D. Tilbakefylling Bygg C2, Bygg C3 og Bygg D.
- Fase 10 – Betongarbeider Bygg E og Bygg F. Tilbakefylling Bygg E og Bygg F.
- Fase 11 – Betongarbeider Bygg G. Tilbakefylling Bygg G.

**Figur 6 Landskapsplan Berg studentby – orientering for plassering av bygg**

På grunnlag av faseplanene er det utført stabilitetsberegninger for de forskjellige fasene med utgraving, bygging og tilbakefylling. Alle faser med inngrep av betydning for områdestabiliteten er underlagt uavhengig kontroll (ihht. prosjektklasse 3 i NS 3480) for å verifisere at sikkerheten for områdestabiliteten er ivaretatt ihht. krav i NVEs retningslinjer 1/2007. Dette omfatter også lokal stabilitet av graveskråninger, hvis et evt. brudd ville gått i antatt kvikk/sensitiv leire, og dermed medført fare videre bruddutvikling i kvikkeleira.

Den mest kritiske fasen i gjennomføringen er utgraving for Bygg C2 sentralt på tomta, Fase 6/7. Utgravingen for Bygg C2 skjer i foten av den nedplanerte skråningsryggen, inn mot "kvikkleireplommen". Høydeforskjellen opp mot overliggende terreng er på det meste opp mot ca 8 m, og på det mest kritiske vil utgravingen så vidt komme inn i overgangen med kvikk/sensitiv leire. For å ivareta stabiliteten under byggefasen har det vært nødvendig med seksjonsvis graving. Det er forutsatt benyttet seksjonslengder på ca 8 meter, og til sammen 8 seksjoner. Prinsippet har vært at før den neste seksjonen igangsettes, skal bunnplate og bakvegg støpes, i tillegg til at det skal tilbakefylles mot bakveggen i høyde min 1.0 meter. I tillegg, for å sikre mot høy grunnvannstand i skråningene bak, er det gravd skråningsdrensgrøfter i disse.

**Figur 7 Utgraving for Bygg C2**

## 5. Byggefase – oppfølging i byggetid og utfordringer på byggeplass

- Overvåkning av poretrykk. Det er installert til sammen seks elektriske piezometere for overvåkning/registrering av poretrykk før og under byggetiden. Piezometerne er fordelt på tre lokasjoner, se figur x under. Den ene lokasjonen, lokasjon 2 sentralt på området, er plassert spesielt for å overvåke poretrykket i forbindelse med gravearbeidene for Bygg C2. I 2 av lokasjonene er det installert kontinuerlig logging med automatisk overføring via GSM.
- Kritiske faser – utgraving for bygg C2 – oppstart 09.09.09.
- Utarbeidelse av beskrivelse for graving i kvikkleire.
- Oppstartsmøte med personell på byggeplass. Orientering for alle involverte parter i arbeidet.
- Oppmøte/kontroll på byggeplass under utførelse av kritiske faser, spesielt seksjonsvis utgraving for bygg C2.
- Spesielle vurderinger for entreprenørens riggplass, kranoppstillinger og logistikk for transport på en trang byggeplass.

Den seksjonsvise gravingen har vist seg og vært til stor frustrasjon for entreprenøren. Fremdriften for bygg C2 har blitt betydelig dårligere enn for de andre byggene, og presset mot oss som geoteknikere har hele tiden vært om hvor vidt vi kan godta lengre seksjoner og støpeetapper etc.

**Figur 8 Plassering av poretrykksmålere**

## 6. Status per oktober 2009

På tidspunkt for utarbeidelse av denne artikkelen (slutten av oktober 2009), er Fase 1 – 6 gjennomført og vi er i gang med Fase 7 og den seksjonsvise gravingen for bygg C2.

Den 26.10.2009 var utgraving for seksjon 3 i gang, se bilde under.

**Figur 9 Utgraving for C2 - seksjonsvis graving**

Så langt har grave – og anleggsarbeidene foregått uten store problemer. Eneste ”episoden” vi har hatt var i en tidlig fase, under graving av VA – anlegget, hvor beskrivelsen ikke ble fulgt til det fulle. Dette ble umiddelbart tatt opp med graveentreprenøren, og viktigheten av at beskrivelsen ble fulgt ble presisert. Nødvendige tiltak ble gjennomført, og etter den tid har arbeidene blitt utført som planlagt, uten spesielle episoder.

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# SKREDFARE VURDERING OG SIKRINGSTILTAK ETTER KVIKKLEIRESKREDET I KATTMARKA, NAMSOS

## Landslide risk and stabilizing measures after the quick-clay landslide in Kattmarka, Namsos

Teknisk direktør Kjell Karlsrud, siv.ing. Odd Gregersen og siv.ing. Ragnar Moholdt, Norges Geotekniske Institutt (NGI)
siv.ing. Mads Johnsen, Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE)

## SAMMENDRAG

Kvikkleireskredet som inntraff 13. mars 2009 i Kattmarka i Namsos involverte et areal på 40 mål og 4-500,000 $m^3$ med leire. 4 bolighus og 6 hytter ble tatt av skredet. Det ble tidlig klarlagt at skredet ble direkte utløst av et mindre sprengningsarbeid utført i forbindelse med veiutvidelse. Umiddelbart etter skredet ble det igangsatt undersøkelser for å klarlegge skredfaren for bebyggelse nær inntil skredgropen. Undersøkelsene viste at det var tilstøtende bebygde områder der det var kvikkleire i grunnen, og hvor skredfaren var uakseptabelt høy. Tiltak for å sikre slike tilstøtende områder er prosjektert og nå under utførelse. Sikringstiltakene omfatter en kombinasjon av vertikaldrenering, kalk/sement stabilisering og motfylling.

## SUMMARY

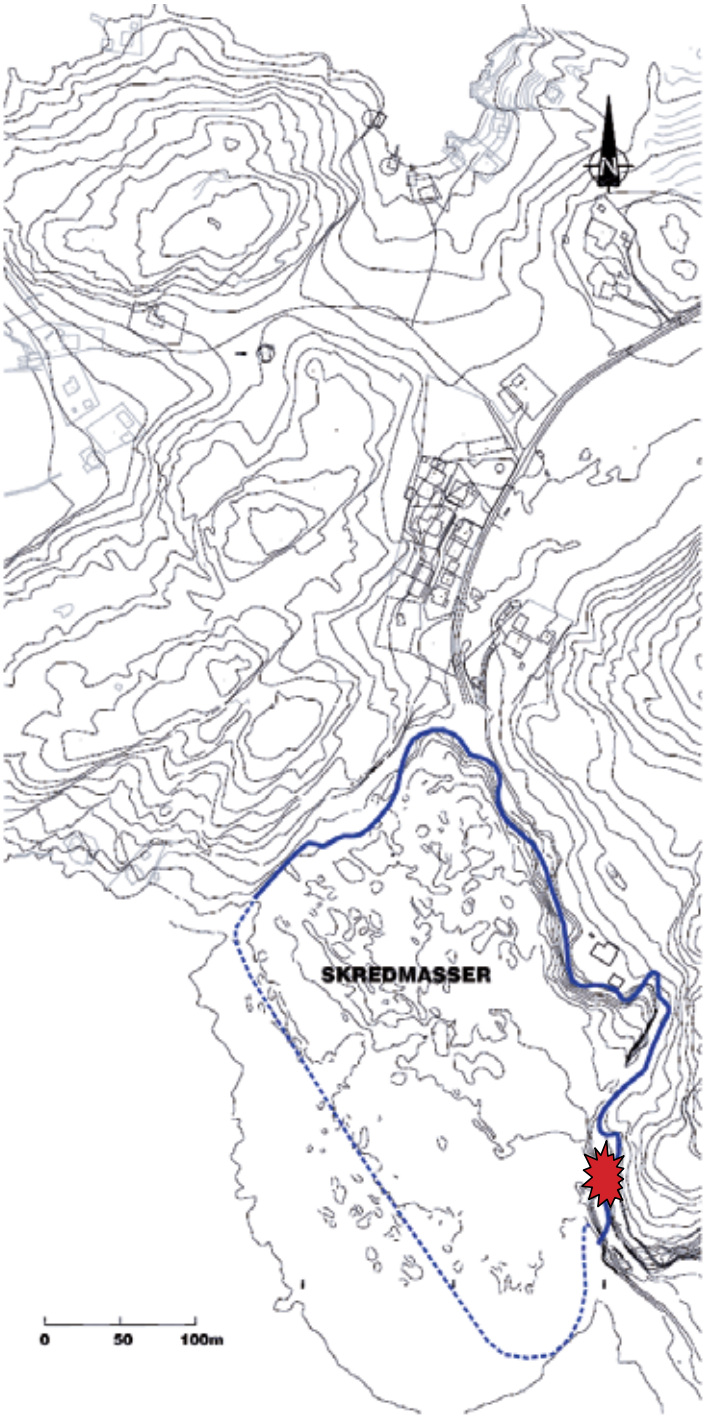
The quick clay landslide that occurred 13. March 2009 in Kattmarka in Namsos involved an area of 40,000 $m^2$ and a volume of 4-500,000 $m^3$. 4 houses and 6 vacation homes were taken by the slide. Shortly after the landslide it became clear that it was triggered by blasting in connection with upgrading and widening of the local road in the area. Investigations to assess the stability of adjoin areas were initiated immediately after the landslide. These investigations revealed that there were massive quick clay deposits also in the adjoining housing areas, and that the landslide risk was unacceptably high. Measures to reduce the landslide risk in these housing areas have been designed and are now under implementation. The stabilizing measures include a combination of vertical drainage, deep stabilization of the quick clay by lime/cent mixing, and stabilizing counter fills.

## Innledning

Litt før kl 1200 fredag 13. mars 2009 inntraff det et relativt stort kvikkleireskred i Kattmarka ca. 2 km vest for Namsos, Figur 1. Fotografiet i figur 2 illustrerer skredets omfang. Kartet med opptegnet skredkant i figur 3 viser at skredet omfattet et areal på ca.40,000 $m^2$, og volumet av masser som var involvert i skredet er anslått til ca. 4-500,000 $m^3$. 4 bolighus og 6 hytter lå innenfor skredgropen. Ytterligere 15 bolighus og en rekke hytter nord og vest for skredgropen mistet adkomst, vann og strøm.

*Figur 1- Oversiktkart- sort sirkel viser skredets beliggenhet*

*Figur 2- Bilde av skredet tatt fra helikopter ved befaring 14. mars 2009*




*Figur 3-Kart over skredområdet med omriss av skredgropa. Det røde merket markerer sprengningen som utløste skredet*

NGI ble engasjert av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) for først å bistå med håndtering av den akutte situasjonen som var oppstått, og senere med å utrede behov for, og detaljprosjektere sikringstiltak for tilstøtende arealer rundt skredgropa.

Årsaken til skredet er grundig behandlet av den Undersøkelsesgruppen som ble nedsatt av Samferdselsdepartementet, jfr. artikkel av Nordahl (2009).

## Håndtering av den akutte situasjonen

I tillegg til NGI hadde NVE også innkalt representanter fra Norges Geologiske Undersøkelser (NGU) og Direktoratet for sivilt beredskap (DSB) for å bistå med råd med tanke på klarlegging og håndtering av den akutte skredsituasjonen. Råd ble gitt til politiet og kommunen som hadde det formelle ansvaret for håndtering av den akutte situasjonen som var oppstått. Sentrale spørsmål i den forbindelse var vurdering av fare for at skredet skulle utvikle seg videre, og behov for evakuering av hus i tilgrensende områder på kort og lengre sikt.

NGI konkluderte kort etter skredet at den direkte utløsende årsak høyst sannsynlig måtte ha sammenheng med utførte sprengningsarbeider helt sydøst i skredgropen. Disse sprengningsarbeidene var ledd i arbeider med oppgradering og utbedring av lokal veien som gikk fra Fiolveien og opp gjennom skredgropa til bebyggelsen øverst i Kattmarka. Øyenvitner bekreftet under befaringen 14. mars at skredet startet nærmest umiddelbart etter at det ble sprengt en salve i bergnabben i SØ for å utvide veien her. Dette årsaksforholdet er senere bekreftet av Undersøkelsesgruppen, jfr. Nordahl (2009).

I forhold til håndtering av den akutte situasjonen var det en viktig opplysning at skredet høyst sannsynlig ikke var direkte utløst av ”naturlige” årsaker. En rask gjennomgang av nedbørsdata i månedene forut for skredet tydet heller ikke på at det hadde vært noen ekstreme forhold forut for skredet som skulle tilsi spesiell skredfare.

Ut fra sjøbunnskart og intervju med beboere, ble det raskt avklart at det var langgrunt utenfor skredområdet. På fjære sjø kunne man faktisk gå tørrskodd ut til Gullholmen, figur 1. Helikopterbefaringen (figur 2) gav også et klart inntrykk av at skredmassene hadde blitt avsatt og lagt seg til ro på denne grunnen. Kystverket foretok 14. mars profilering av sjøbunnen utenfor marbakken. Profileringen viste at sjøbunnen utenfor marbakken var helt uberørt av skredet, og at skredet derfor heller ikke hadde startet som et undersjøisk skred.

Det var åpenbart fra hva som kunne observeres i dagen at skredet i all hovedsak måtte ha gått i kvikkleire. Grunnundersøkelser som var utført i forbindelse ved vegutvidelsen viste at det var bløt kvikkleire i grunnen langs sjøkanten og inne på land øst for skredgropa, men det var ikke utført grunnundersøkelser i selve skredgropa.

Det var imidlertid i forbindelse med utbyggingsplaner i området ca. 100-150 m nord for skredgropa, utført grunnundersøkelser som viste at det også her var kvikkleire. Det ga grunn for å anta at det også var kvikkleire under mye av gjenstående bebyggelse oppe på Kattmarka, figur 3.

NGI vurderte at man i de nærmeste dagene etter skredet i hvert fall kunne risikere noen mindre etterskred spesielt langs nordre skredkant, og at var en viss fare for at bebyggelsen

nord for skredgropa kunne bli berørt. Dette området ble derfor anbefalt evakuert inntil man hadde fått gjort nærmere undersøkelser og vurderinger. Langs øst- og vestsiden var skredet stort sett avgrenset av fjell i dagen, så her var det ikke fare for annet enn helt lokale etterskred av noen gjenstående skrenter.

Etter noen dager uten nye etterskred anså NGI at det var liten risiko forbundet med korte opphold i husene i Kattmarka for å ta ut viktige eiendeler. Dette, forutsatt at det skjedde under godt kontrollerte forhold med et begrenset antall personer inne i området til enhver tid, og med vakthold utenfor for å kunne varsle hvis det skulle være tendens til nye skred.

Rett øst for skredområdet ligger bebyggelse ved Fiolveien som strekker seg fra oversiden av eksisterende veg og opp langs ett svakt stigende terreng med midlere helning ca. 1:7,5 fra veien og opp til kote +30. Dette området var som det fremgår av etterfølgende figur 4 avgrenset av bergrygger langs vestre og østre kant, slik at løsmasse området utgjorde en trakt som smalnet av fra 150 m bredde nær veien i syd til 10-15 m øverst.

En del av beboerne ved Fiolveien hadde før skredet inntraff uttrykt engstelse for stabilitetsforholdene på grunn av det de opplevde som kraftige rystelser i husene når buss og andre tyngre kjøretøyer passerte, herunder den pågående anleggstrafikken. En av huseierne nærmest veien hadde faktisk flyttet ut før skredet inntraff på grunn av redselen for skred. Denne engstelsen var viktig å ta hensyn til ved vurdering av skredfaren og hvordan man skulle forholde seg til den på kort og lengre sikt, og ikke minst, hvordan anbefalinger skulle formidles til de berørte parter.

Som nevnt tidligere viste grunnundersøkelser (figur 4) kvikkleire nær veien sydøst for skredgropen. Noen supplerende grunnundersøkelser som ble gjort 15. og 16. mars viste også kvikkleire høyere opp i skråningen ved Fiolveien.

Under møter med de berørte parter 16. mars gav NGI likevel uttrykk for at vi ikke kunne se at skredet hadde svekket stabilitetsforholdene ved Fiolveien. Stabilitetsforholdene her var som de var før skredet inntraff, og denne skråningen hadde ligget slik stabilt i svært lang tid under tilsvarende forhold (hundrevis av år). På denne bakgrunnen mente NGI det var forbundet med liten risiko å flytte tilbake til disse husene.

NGI anbefalte likevel videre grunnundersøkelser og nærmere analyser ved Fiolveien. Dette for å kunne bestemme om stabilitetsforholdene tilfredsstilte dagens krav til sikkerhet i kvikkleireområder slik det er definert i veiledningene utgitt av NVE (2009).

Konsekvensen av dette var at beboerne kort tid etter flyttet tilbake til husene i Fiolveien mens de anbefalte supplerende utredninger enda pågikk.

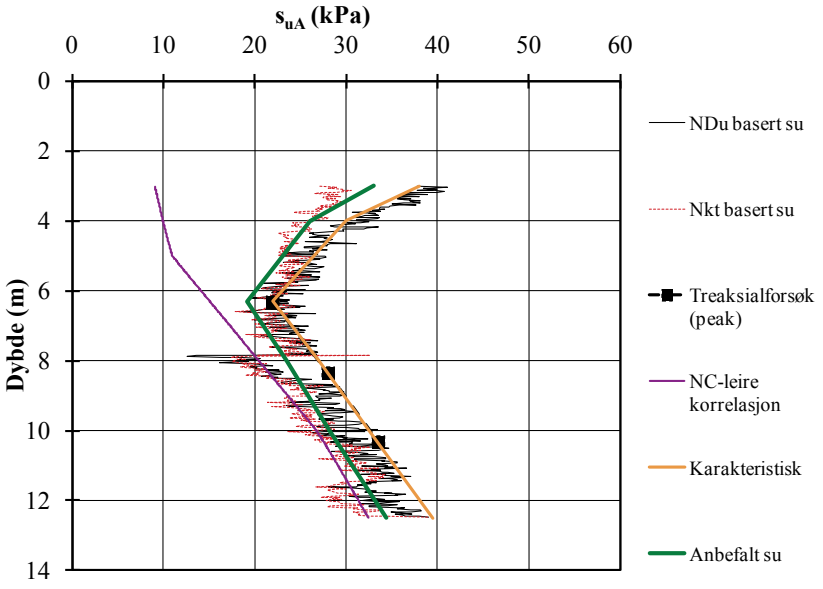
## Skredfarevurdering og tiltak for bebyggelsen i Kattmarka

For den eksisterende bebyggelsen i Kattmarka nord for skredgropen ble det utført grunnundersøkelser og vurderinger både med tanke på potensiell skredfare i retning skredgropa og med hensyn til den skogkledde skråningen ned mot sjøen nord for bebyggelsen. Selve grunnundersøkelsen ble utført av Multiconsult, med unntak av treaksialforsøk som ble gjort av NGI.

Grunnundersøkelser viste at det i det meste av disse områdene var normalkonsolidert kvikkleiere fra 2-5 m dybde under terreng og ned til fjell. Leira har et vanninnhold stort sett i området 32-42 % og leirinnhold 35-50 %. Dybden til fjell var typisk ca. 8-13 m sentralt i et profil i retning skredgropa, og 12-23 m i retning ned mot sjøen i nord.

Kvikkleiras udrenerte skjærstyrke ble primært bestemt på grunnlag av CPTU sonderinger, men verifisert med noen treaksialforsøk i etterkant. Poretrykk ble målt i to dybder på i alt tre representative steder i skråningene. Målingene viste alle steder tilnærmet hydrostatisk trykkfordeling med grunnvannstand 0 til 2 m under terreng.

Metoden anbefalt av Karlsrud et al (2005) ble benyttet for å bestemme udrenert "aktiv" skjærstyrke, $s_{uA}$, for leira. Figur 5 viser et typisk eksempel på tolket "aktiv" styrke ved hull 22 litt nede i nordskråningen, her også sammenholdt med treaksialforsøkene utført av NGI. Prøvene viste seg (noe overraskende) å være av meget god kvalitet, kjennetegnet ved liten volumendring ved rekonsolidering til in-situ spenninger, og liten tøyning til brudd (0,3-0,5 %).




*Figur 5– Eksempel på udrenert styrke, $s_{uA}$ , fra CPTU og treaksialforsøk ved Hull 22 midt i skråningen på nordsiden*

Det fremgår av figur 5 at det er godt samsvar mellom CPTU tolkningen og treaksialforsøkene, noe som gav et godt grunnlag for å kunne stole på CPTU tolket styrke på andre steder. Slik var det ikke hele veien. CPTU boringer mottatt for boringer i nord skråningen ble til å begynne med tolket til å ha vesentlig lavere, og helt urimelig styrke, sett i forhold til det som fremgår av figur 5. NGI hadde sterk mistanke om at det var noe systematisk feil ved disse CPTU dataene. Dette ble i ettertid bekreftet ved at det viste seg feilaktig, ved at det var foretatt fratrekk for lufttrykk to ganger ved konvertering av disse CPTU dataene. Dette eksempelet kan tjene som en liten påminnelse om hvor viktig det er alltid å vurdere kritisk rimeligheten av data man mottar.

Linjen "NC-leire korrelasjon" i figur 5 tilvarer $s_{uA} = 0{,}28 \cdot \sigma'_{v0}$, noe som ansees som absolutt nedre grense for en ung normalkonsolidert kvikkleire som har overkonsolideringsgrad OCR =1,0. Karakteristisk styrke linjen tilsvarer i motsetning typisk $s_{uA} = 0{,}35 \cdot \sigma'_{v0}$, noe som er helt typisk for en "aldret" leire som har gjennomgått kryp gjennom noen tusen år.

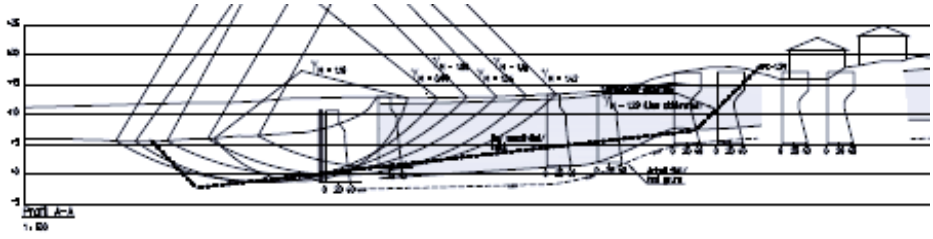
Som vist i figur 5, ble "karakteristisk" styrke i kvikkleira generelt redusert med 15 % for å komme frem til "anbefalt styrke", brukt som grunnlag for stabilitetsberegningene. Dette var for å ta hensyn til potensiell effekt av "sprøbrudd", og er i tråd med de anbefalinger som ble gitt av Karlsrud (2003) når det gjelder stabilitetsberegninger for skråninger i kvikkleire.

I stabilitetsberegningene er det tatt hensyn til at udrenert styrke er anisotrop. Basert på de sammenhenger som fremkommer ved forsøk på blokkprøver av høy kvalitet som er presenteret av Karlsrud et al (2005) og Karslrud (2003), ble følgende lagt til grunn:

Direkte simpel skjær styrke, $s_{uD} = 0{,}70 s_{uA}$
Passiv udrenert styrke, $s_{uP} = 0{,}40 s_{uA}$

Merk at disse anisotropi faktorene er anvendt på **anbefalt** aktiv $s_{uA}$ styrke og at disse styrkene også er valgt som **anbefalt styrke** uten videre reduksjon for sprøbrudd effekt. Dette fordi aktiv styrke allerede er redusert.

Stabilitetsbergninger for skredkanten viste at denne lå med en beregningmessig laveste sikkerhetsfaktor nær 1,0 uten å ta hensyn til geometrieffekter, figur 6. Det er et relativt trangt sluk, ned mot 30 m bredde, mellom oppstikkende berg litt bak skredkanten i retning bebyggelsen. Noe geometrieffekt kunne derfor regnes med. På den annen side var det en del usikkerhet med hensyn til styrken av leira nede i skredgropen. Skredkanten og bakenforliggende område ble derfor ansett for å være forbundet med uakseptabelt stor skredfare med tanke på bebyggelsen i Kattmarka.



*Figur 6- Stabilitetsberegning for nordre skredkant ($F_{min}$ = 0,99)*

Fordi det er besluttet å ta sikte på gjennombygging av ny veg/adkomst til bebyggelsen i Kattmarka opp gjennom skredgropen, er følgende tiltak prosjektert og nå under utførelse, jfr. også figur 7:

1. For å danne et arbeidsgrunnlag for maskiner og transport inn i gropa langs den planlagte nye veien, ble det først foretatt overflatestabilisering av bløt/omrørt kvikkleire ved innblanding med kalk. Dette arbeidet er utført med gravemaskin påført lange tenner som rotet rundt i de øverste 1,0 til 1,5 m etter at kalk først var strødd ut på

overflaten. Dette arbeidet gikk meget greit og har gitt meget godt resultat. Dette var også tilstrekkelig for å etablere anleggsveien inn i området.

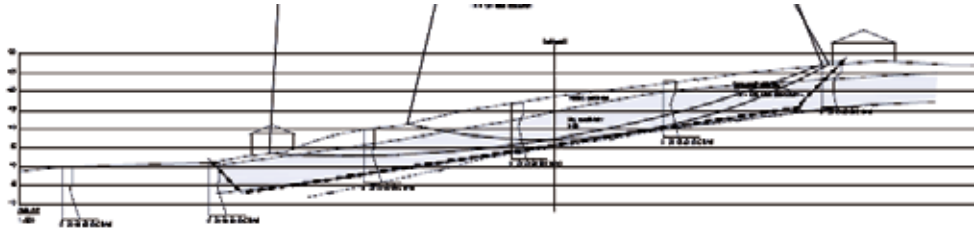
2. Parallelt med overflatestabiliseringen ble det lagt ut et min 0,5 m tykt sand/gruslag.

3. Prefabrikkerte vertikaldren ble så satt langs hele veg traseen og inn langs nordre skredkant. Dette for å bidra til rask rekonsolidering og styrkeoppbygging i de til dels sterkt omrørte skredmassene.

4. Ribber med kalk/sement peler installeres opp mot skredkanten og på tvers av vegen inn mot denne. Dette for å ivareta stabilitet av både skredkant, vegfylling og bakenforliggende arealer. Ribbene består av 2 stk 600 mm diameter peler satt med overlapp, noe som gir 1 m effektiv tykkelse på ribbene. De settes med 4 m senteravstand og føres helt ned til fjell.

5. Etablering av ny vegfylling og arrondering av skredkant.

Skråningen mot nord representerte et større problem. Den er ca. 200 m lang med høydeforskjell ned til sjøen på opp mot 30 m og med sammenhengende kvikkleire under det hele. Topografien og grunnforholdene er totalt sett dårligere enn hva den var for skredgropa før skredet der inntraff. Laveste beregningmessige sikkerhetsfaktor uten å ta hensyn til geometrieffekt er F=0,95 for den lange sammensatte glideflaten vist med stiplet linje i figur 8. Selv med en viss geometrieffekt på forsiktig regnet 10 %, er sikkerhetsfaktoren uakseptabelt lav og skredfaren ble ansett for større enn hva som aksepteres i henhold til dagens retningslinjer, jfr. NGI (2002) og NVE (2009).



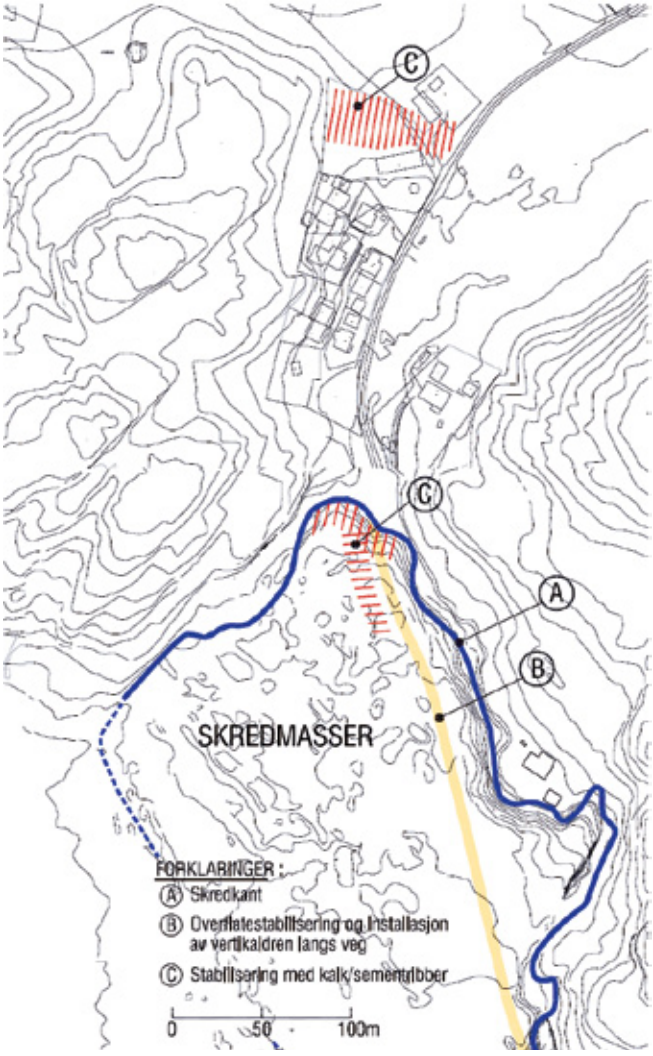
*Figur 8- Stabilitetsberegning for skråning nord for bebyggelsen i Kattmarka ($F_{min}$= 0,95 for stiplet sammensatt glideflate)*

Det ligger to hytter nær sjøen nederst i skråningen, og bebyggelsen i Kattmarka ligger like bak toppene av skråningen, jfr. figur 3. Sikring av en slik lang skråning representerer en utfordring, både sett i lys av dagens lave beregningsmessige sikkerhet og skråningens lengde. Selv mer lokale glideflater som bare direkte berører midtre del av skråningen har uakseptabelt lav beregningsmessig sikkerhet.

Valgt stabiliseringstiltak baserer seg primært på å installere ribber med KS peler inne på det noe slakere området foran husene øverst i skråningen, figur 9. KS-ribbene skal gå helt fra terreng og ned til fjell, som her ligger 12 til 23 m under terreng. Ribbene består av doble 60 cm KS-peler satt med overlapp. Avstanden mellom ribbene er 4 m, og de er 15-20 m lange.

Tiltaket vil sikre at selv et stort og omfattende skred i skråningen på nedsiden ikke vil nå opp til de husene i Kattmarka.

Det er ikke sett som regningsvarende å sikre skråningen for øvrig. Det betyr at skredfaren ikke blir forbedret for de to hyttene nederst i skråningen.




*Figur 9- Prinsipp for stabilisering av skredkanten i nord, og ved toppen av skråningen mpt sjøen nord for bebyggelsen i Kattmarka*

Ved dimensjonering av KS-stabiliseringen er det lagt til grunn at et omfattende skred i skråningen vil kunne skape en høydeforskjell i forkant av ribbene på inntil 10 m.

Det er satt strenge krav til utførelsen av KS-ribbene for å hindre at skråningens sikkerhet temporært svekkes under installasjon av KS-ribbene. Følgende elementer er sentrale i denne sammenheng:

- Før igangsetting av arbeidet med KS- ribbene er det installert PVD dren mellom og i forkant av ribbene. Hensikten er å sikre mot uønskede poreovertrykk i leira under stabiliseringsarbeidene, og rask rekonsolidering av masser som måtte bli forstyrret/omrørt under utførelsen.

- Hver fjerde KS-ribbe settes først, deretter hver fjerde mellomliggende ribbe, etc..Derved oppnås en viss styrkeoppbygging i en ribbe før naboribben installeres. Med typisk installasjonskapasitet for en rigg innebærer dette at det vil gå minst 1 uke fra en ribbe er installert til den nærmest inntilliggende ribben blir installert. I løpet av en uke vil ribbene allerede ha oppnådd betydelig styrke.

- Entreprenøren er pålagt å ha spesielt god kontroll med om det oppstår tendens til at tilførselen av bindemiddel stopper som følge av gjentetting i slanger eller dyser. En slik gjentetting eller "plugging" kan medføre at trykk bygger seg opp i systemet, som når "pluggen" løsner kan medføre en kraftig utblåsning av luft under stort trykk. Konsekvensen er betydelig forstyrrelse av omkringliggende kvikkleire. Kontrollen for å hindre slik uønsket utblåsing er primært den fortløpende registrering som gjøres av trykk og mengde som går inn. Dette ser maskinkjører på skjerm. Enhver tendens til at det bobler opp luft eller og tyter opp omrørt kvikkleire til siden for der det stabiliseres til enhver tid er også en klar indikasjon på at stabiliseringen utføres på en uforsvarlig måte.

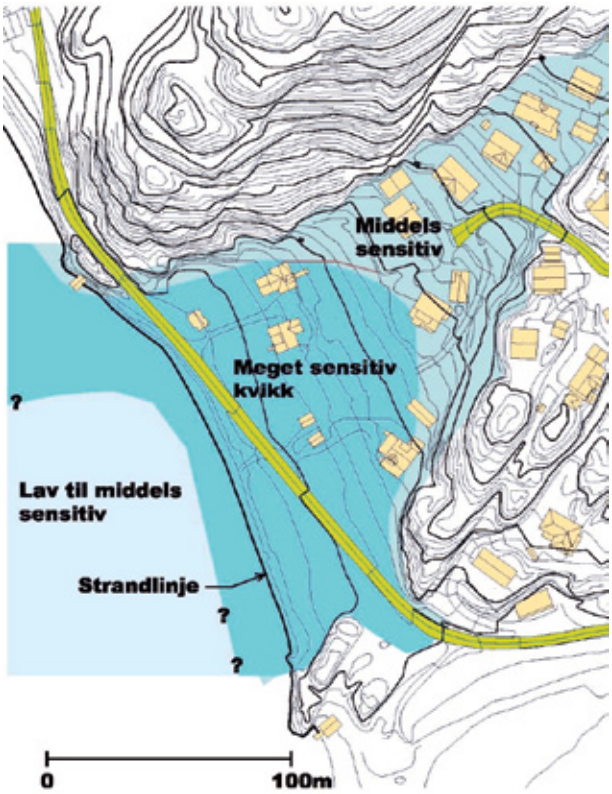
- Som et ledd i kontrollopplegget skal det settes ned poretrykksmålere både i forkant av og mellom ribber. Disse vil bli logget kontinuerlig med on-line dataoverføring og varsling over mobiltelefon til nøkkelpersoner hvis alarmgrenser overstiges.

## Skredfarevurdering og tiltak for bebyggelsen ved Fiolveien

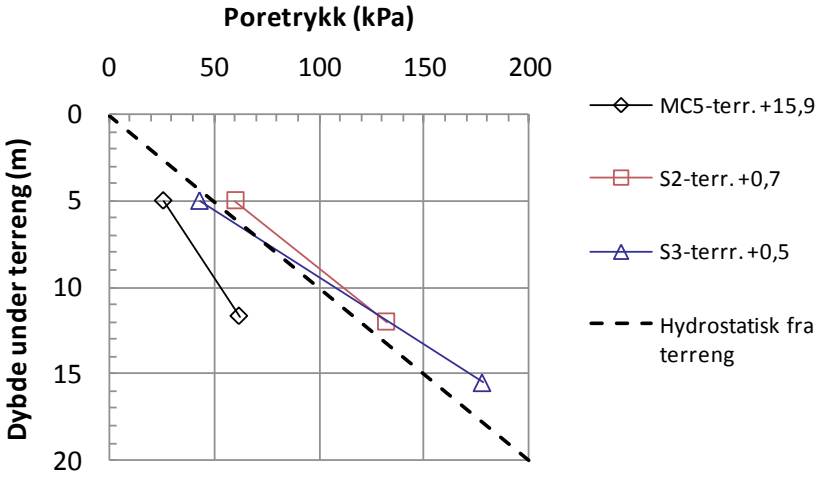
Som et ledd i veiprosjekteringen hadde Multiconsult og Statens Vegvesen forut for skredet utført en del grunnundersøkelser langs veien. Dette omfattet både poretrykksmålinger, dreie-trykk og CPTU sonderinger, og en prøveserie med utførelse av to "aktive" treaksialforsøk. Dette ble etter skredet supplert med et antall CPTU boringer og prøvetagning videre oppover i skråningen.

Figur 10 viser et oversiktkart for Fiolveien inntegnet området med konstatert kvikkleire. Kvikkleira strekker seg ikke så langt opp i skråningen som man først hadde fryktet, bare opp til terrengkote +15, eller halvveis opp i skråningen, hvilket i seg selv er gunstig for skredfaren. Dybden til fjell avtar også markert oppover i skråningen, fra typisk omkring 15 m i nedre halvdel, til 5-10 m i øvre halvdel av skråningen.

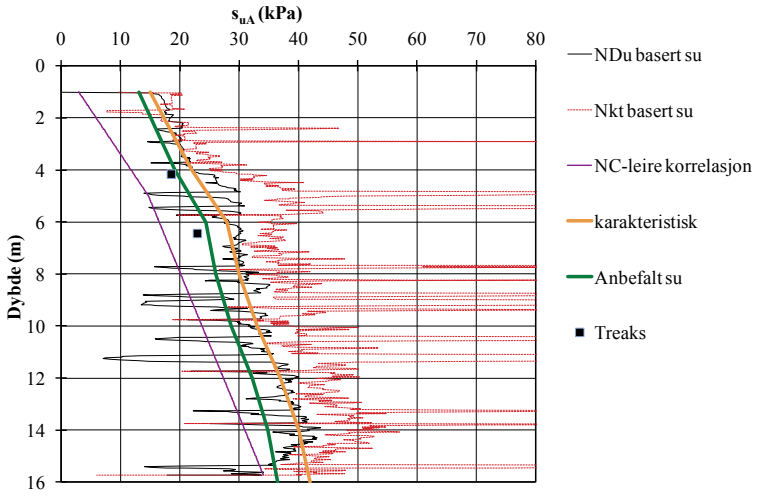
Figur 11 viser også klart gunstigere poretrykk oppe i skråningen enn nede ved sjøkanten. Variasjon i poretrykk og forekomst av kvikkleire gjenspeiler seg også i udrenert styrke. Figur 12 viser udrenert aktiv styrke, $s_{uA}$, for CPTU S3 nær sjøkanten.




*Figur 10- Oversiktkart med inntegnet forekomst av kvikkleire, Fiolveien*



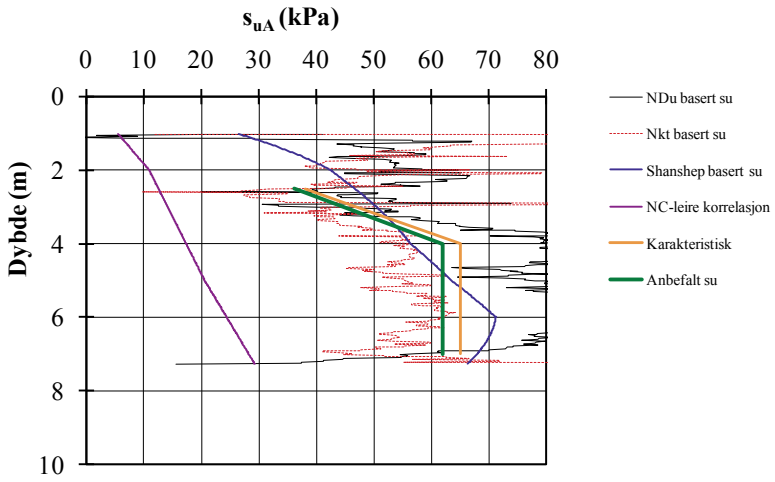
*Figur 11- Sammenstilling av målte poretrykk ved Fiolveien*




*Figur 12- Aktiv udrenert styrke, $s_{uA}$, tolket for hull S3 nær sjøkanten (terreng kote +0,7)*

Treaksialforsøkene viser her noe lavere styrke enn hva som ble tolket fra CPTU-boringen. Både ødometerforsøk og treaksialforsøkene viste imidlertid at prøvene var av relativt dårlig kvalitet og gav lavere styrker enn hva de høykvalitets prøvene som NGI's CPTU korrelasjoner er utviklet på grunnlag av (e.g. Karlsrud et al, 2005). Ved valg av parametre som grunnlag for beregninger ble det derfor her lagt mest vekt på styrke fra CPTU-$N_{\Delta u}$ korrelasjonen.

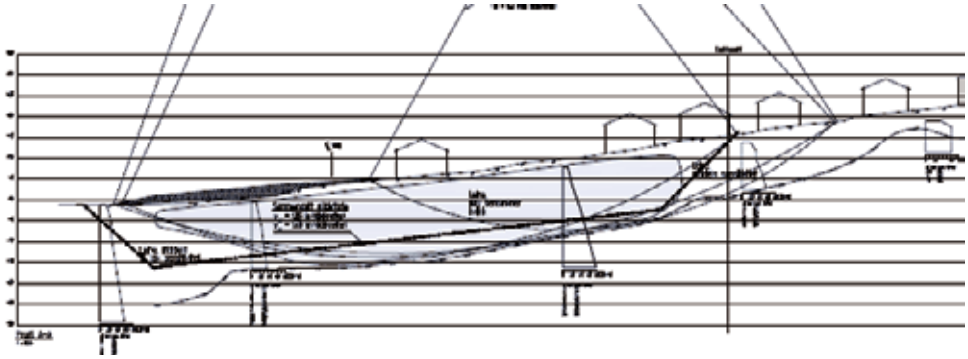
Sammenliknet mot styrke profilet for NC-leire (OCR=1,0) tyder resultatene for hull S3 på at leira her ute i sjøen er noe reelt forbelastet, antagelig som følge av erosjon fra bølger/strøm.




*Figur 13- Aktiv udrenert styrke, $s_{uA}$, tolket for hull SV7 nær topp av skråningen (terreng kote +21,0)*

Figur 13 viser et $s_{uA}$ styrkeprofil tolket for ikke-kvikk leire når toppen av skråningen. Det fremgår at leira her, i tillegg til ikke å være kvikk, har vesentlig høyere styrke enn i foten av skråningen. Mellom disse to ytterpunktene viser de øvrige boringene i Fiolveien en gradvis overgang.

Laveste beregningsmessig sikkerhetsfaktor for skråningen er F= 1,22 uten hensyntagen til sidekrefter, og F=1,34 med sidekrefter. Som vist i figur 14 går kritisk glideflate bare halvveis opp i skråningen, ved overgangen til ikke-kvikk leire.



*Figur 14- Stabilitetsberegning med prosjektert motfylling for Fiolveien ($F_{min}$ = 1,35 etter motfylling uten hensyntagen til sidekrefter)*

Beregningsmessig sikkerhet er noe lavere enn hva som aksepteres ut fra den nye NVE (2009) veilederen. Det er derfor prosjektert, og allerede utført, et stabiliserende tiltak i form av støttefylling i foten som vist i figur 14. Dette tiltaket øker minste beregningsmessige sikkerhetsfaktor med 5 %.

## Gjenoppbygging i selve skredgropa

NGI er engasjert av kommunen for å planlegge tiltak som kan gjøre det mulig å etablere ny bebyggelse i skredgropa. Dette anser NGI for å være fullt mulig og antagelig forbundet med relativt moderate kostnader. Tiltaket vil primært bestå i å sette vertikaldren i hele området for å sikre raskest mulig styrkeoppbygging av skredmassene, muligens kombinert med noe KS-stabilisering der hus og tekniske anlegg planlegges.

## Sluttkommentar

Skredet i Kattmarka var dramatisk og fikk betydelige konsekvenser for mange mennesker som ble direkte eller indirekte berørt av skredet. Det er likevel håp om at de tiltak som er beskrevet i denne artikkelen vil gjøre at Kattmarka og tilgrensende områder bare et drøyt år etter skredet vil fremstå som et trygt og attraktivt boligområde.

Forfatterne vil takke alle kollegaer i NVE og NGI for samarbeidet knyttet til planlegging og gjennomføring av sikringstiltakene. Med sin fleksible holdning har også NVE bidratt strekt til å få sikringstiltakene raskt på plass. En spesiell takk rettes til Eirik Traae og Vebjørn Opdahl i NVE for meget godt og konstruktivt samarbeid.

## Referanser

Karlsrud (2003) Skjærstyrkeegenskaper av leire og bruk i stabilitetsanalyser. Kurskompendie Geoteknisk Forening: Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger. Hell mai 2003.

Karlsrud, K. , Lunne, T., Kort, D.A. and Strandvik, S. (2005). ”CPTU Correlations for Clays”. Proc. 16th ICSMGE, Vol.2 pp.693-703.

Nordahl, S. (2009). Skredet i Kattmarkvegen i Namsos. Bergmekanikk/Geoteknikk dagen 2009, NJFF.

Norges Geotekniske Institutt (2002). Program for økt sikkerhet mot leirskred. Metode for kartlegging og klassifiserin av faresoner, kvikkleire.Rapport 20001008-2, Revisjon 3, datert 8.oktober 2008

Norges vassdrags- og energidirektorat (2009). Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. Rev.1 av 5. mars. 2009.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# REGELVERK FOR FUNDAMENTERING AV OFFSHORE VINDMØLLER

## Rules for Geotechnical Design of Offshore Wind Turbines

Sivilingeniør Liv Hamre, DNV Energy
Dr. Knut Olav Ronold, DNV Energy

## SAMMENDRAG

Norge har et stort produksjonspotensial for offshore vindkraft. Men foreløpig er denne industrien i en nokså tidlig fase av utviklingen her i Norge. I Danmark har man kommet et godt stykke lenger, og har allerede etablert flere offshore vindparker, blant annet verdens største som består av 91 vindmøller. I så store utbygginger er det selvfølgelig mye penger – men også ressurser – å spare på å utvikle teknologien. Og det betyr at standarder og regelverk også må utvikle seg i takt med dette. DNV har i samarbeid med det danske forskningsmiljøet etablert retningslinjer for dimensjonering av offshore vindmøllefundamenter. Disse retningslinjene ble i 2004 formalisert i en offshore standard, som senest ble revidert i 2007. Denne standarden er delvis basert på erfaring fra offshore olje- og gassindustri, harmonisert mot internasjonale regler for vindmøller. Siden 2007 har det allerede skjedd store endringer i typer fundamenter som er aktuelle for denne typen konstruksjoner, og det er behov for videreutvikling. For eksempel er flytende vindmøller ikke dekket av standarden. Her har DNV satt i gang et prosjekt som skal munne ut i en veiledning, som etter hvert som man får mer erfaring på området vil utvikles videre til retningslinjer for flytende vindmøller. Disse retningslinjene vil så inkluderes i en oppdatert offshore standard DNV-OS-J101.

## SUMMARY

Norway has a large potential for offshore wind power. However, so far the Norwegian wind energy industry is only in its early phases of development. Denmark has come quite a lot further within this field and has already established several offshore wind farms, for instance the world's largest offshore wind farm with 91 wind turbines. For construction works in this order of magnitude, it is possible to save money – and resources – by further development of the technology. This implies that the rules and standards must be further developed accordingly. In cooperation with Danish research institutions, DNV has established guidelines for design of offshore wind turbine foundations. These guidelines were in 2004 formalised into an offshore standard, DNV-OS-J101, most recently revised in 2007. The basis for this standard is experience gained from the offshore oil and gas industry, harmonised with international standards for wind turbine design. Since 2007, significant developments in types of support structures suggested for offshore wind turbines have taken place, and a need for updating the standard has been identified. Floating wind turbines are, for example, not covered by the standard. DNV has started a project for development of a guideline for floating wind turbine structures, which subsequently will be turned in to regulations that will eventually be incorporated in an updated offshore standard DNV-OS-J101.

## INNLEDNING

Norge har et stort produksjonspotensial for offshore vindkraft, og sammen med vannkraft kan vindkraft gi Norge ennå en ny energikilde. Et nytt europeisk kraftnett, kalt supergrid, kan frakte strøm fra der det blåser til der den kan brukes. Vannkraften kan dekke svingningene i strømforbruket og vindkraften skal forsyne Europa med grunnforbruket. Regjeringen ønsker mer satsing på vindkraftutbyggingen, og det er sagt at investeringsstøtten til utvikling av offshore vindkraft skal økes. Men foreløpig er denne industrien i en nokså tidlig fase av utviklingen her i Norge. Danmark, derimot, regnes som et foregangsland innen utbyggingen av vindkraft. Landet har allerede flere vindmølleparker til havs. Verdens største vindmøllepark til havs sto klar til drift på Horns Rev utenfor den danske vestkysten i september i år. Parken består av 91 vindmøller, og skal forsyne 200.000 husstander med strøm. Og der er planer for flere nye anlegg i samme størrelsesorden.

DNV har, basert på et samarbeid med det danske forskningsmiljøet, utarbeidet en standard for planlegging av utbygging, prosjektering og installasjon av vindmøllens bærende konstruksjon. Denne standarden er delvis basert på DNVs offshore erfaring, og delvis på erfaring fra vindmøller på land. Offshore vindkraft er et relativt nytt fagfelt, og utviklingen går svært fort. Så behovet for en jevnlig revisjon av regelverket vil være tilstede i flere år fremover.

Denne artikkelen omhandler hovedsakelig Offshore Standard DNV-OS-J101 – Design of Offshore Wind Turbine Structures.

*Figur 1: Offshore vindmøller*

## HISTORIKK - SIKKERHETSPRINSIPPER

Bakgrunnen for at DNV har utviklet standard for offshore vindmøllekonstruksjoner er delvis at den lange offshoreerfaringen DNV har gir en god basis for å kunne gi ut en slik standard, men også fordi satsing på fornybar energi er et av DNVs hovedfokusområder, slik det er nedfelt i strategien, "Safeguarding life, property and the environment".

Som et ledd i denne satsingen, har DNV samarbeidet med det danske forskningsmiljøet ved Risø-DTU. Dette samarbeidet medførte utvikling av "retningslinjer for dimensjonering av vindmøller" som ble videreført i "DNV-OS-J101 – Design of Offshore Wind Turbine Structures" som ble utgitt første gang i 2004. Denne standarden ble revidert i 2007. I denne revisjonen ble blant annet lasttilfellene reformulert og sikkerhetsfaktorene justert for å komme i harmoni med kravene gitt i "IEC61400-3 International Standard – Wind Turbines – Part 3: Design requirements for offshore wind turbines"

*Figur 2: DNV-standard for offshore vindmøllekonstruksjoner*

Et vindmøllefundament er en ubemannet konstruksjon hvor et brudd ikke medfører store konsekvenser for miljøet, og vil således ha en lavere sikkerhetsklasse enn for eksempel en bemannet offshoreplattform som produserer hydrokarboner, og last- og materialfaktorer vil være etablert basert på dette. I DNV standard for dimensjonering av "Offshore Steel Structures", DNV-OS-C101, er lastfaktoren (basert på 100-årslast som karakteristisk last) spesifisert redusert fra 1.30 til 1.15 når man går fra høy til normal sikkerhetsklasse. For vindmøller har man valgt å gå ut fra en 50-årskondisjon for definisjon av karakteristiske laster, og det krever en høyere lastfaktor for å komme til samme sikkerhet. I tillegg ventes vindlaster som har passert den roterende vindmøllen å ha en større variabilitet enn "vanlige" vindlaster. Dette gir også krav til større sikkerhetsfaktor. De vanligste last- og materialfaktorer i ULS for geoteknisk prosjektering av vindmøllefundamenter er:

| | |
|---|---|
| Lastfaktorer: | |
| Egenvekt: | $\gamma_F = 1.0/0.9$ |
| Miljølaster: | $\gamma_F = 1.35$ |
| Materialfaktor for jord: | |
| Effektivspenningsanalyse: | $\gamma_m = 1.15$ |
| Totalspenningsanalyse: | $\gamma_m = 1.25$ |

Det er stilt krav i standarden til at syklisk degradering av jorden skal vurderes.

Dimensjoneringen av vindmøllefundamentene kan bli bestemt av brukskriterier for møllen (SLS) like mye som bruddkriteriene satt i standarder (ULS). Vindmøllen er avhengig av begrensninger både på deformasjoner i permanenttilstanden og på egenfrekvenser for å kunne operere optimalt. Siden dette kun har økonomiske konsekvenser, er SLS-kriteriene ikke omhandlet i særlig grad i standardene.

Offshore Standard DNV-OS-J101 er mye brukt ved sertifisering av offshore vindpark-prosjekter, og er den standarden som inneholder den mest detaljerte beskrivelsen av geotekniske forhold. Andre standarder som kan være relevante og som er i overensstemmelse med filosofien i DNV-OS-J101 er:

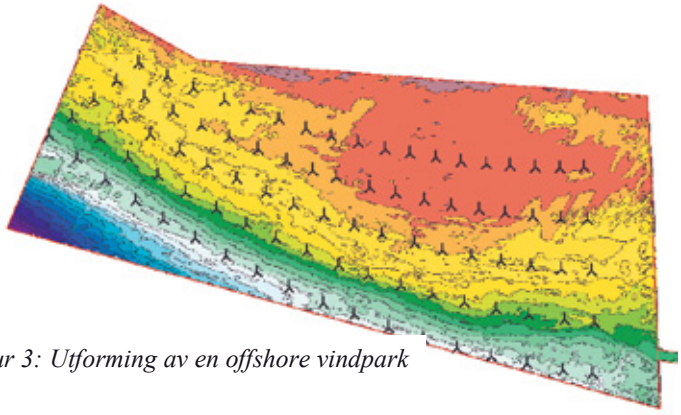
- IEC61400-3 International Standard – Wind Turbines – Part 3: Design requirements for offshore wind turbines
- Germanischer Lloyd (GL) – Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, Edition 2005
- API RP 2A LRFD Planning and Constructing Fixed Offshore Platforms

DNV har for øvrig en lang rekke andre offshore standarder og retningslinjer som også kan være relevante for dimensjonering av offshore vindmøllekonstruksjoner. Spesielt i forbindelse med forankring av flytende konstruksjoner:

- Offshore standard DNV-OS-C101: Design of Offshore Steel Structures
- Offshore standard DNV-OS-C105: Structural Design of TLPs
- Offshore standard DNV-OS-C106: Structural Design of Deep Draught Floating Units (LRFD method)
- Offshore standard DNV-OS-E301: Position Mooring
- Recommended Practice DNV-RP-E303: Geotechnical Design and Installation of Suction Anchors in Clay
- Classification Note No. 30.4: Foundations

## GRUNNUNDERSØKELSER OG JORDPARAMETERE

En offshore vindpark kan som tidligere nevnt bestå av svært mange vindmølleposisjoner. Avstanden mellom posisjonene er på typisk 500 – 1000 m, så interpolering mellom punktene er ikke alltid mulig. Derfor vil grunnundersøkelsesprogrammet og datamengden som blir fremskaffet ofte bli enorm. Det er derfor viktig at de prosjekterende setter seg godt inn i grunnlagsmaterialet, og etablerer et dimensjoneringsgrunnlag som baserer seg på en forståelse for de aktuelle jordtypers oppførsel heller enn å bruke enkeltprofiler med en generell tolking direkte i sin dimensjonering.



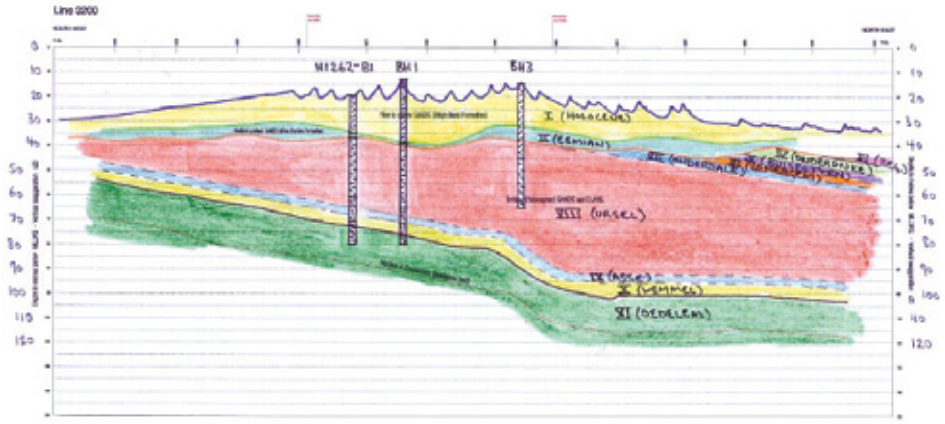
*Figur 3: Utforming av en offshore vindpark*

DNV-OS-J101 gir føringer for utarbeidelse av grunnundersøkelsen, men det er åpning for individuelle vurderinger for det enkelte prosjekt. Følgende generelle retningslinjer gjelder:

Grunnundersøkelsen skal gi relevant informasjon om grunnforholdene ned til en dybde hvor mulige svake lag ikke vil influere på konstruksjonens sikkerhet og oppførsel.

Normalt vil følgende typer undersøkelser være relevante:

- Geologiske undersøkelser
- Batymetri
- Geofysiske undersøkelser korrelert mot boringer eller in-situ testing
- Boringer med relevante laboratorieundersøkelser
- In-situ testing




*Figur 4: Resultat av geofysiske undersøkelser korrelert mot boreprofiler*

I tillegg til standard forsøk hvor styrke og drenert og udrenert stivhet blir etablert, bør laboratorieprogrammet også inneholde måling av stivhet for små tøyningsnivå, da dette vil ha stor innflytelse på egenfrekvensberegningene. Sykliske forsøk bør også utføres der det er mistanke om at jorden er følsom for sykliske belastninger.

## LASTER

Lastene på et vindmøllefundament består delvis av vindlaster og delvis av bølgelaster. Begge disse lasttypene gir en syklisk påkjenning, og utmatting av konstruksjonen er et viktig dimensjoneringskriterium. Å kombinere bølger og vind til et totalt lastbilde er ikke helt enkelt, men det skal vi ikke gå nærmere inn på her. Lastenes effekt på jordens oppførsel er derimot viktig å belyse, siden den sykliske påkjenningen vil ha effekt på både jordens styrke og dens stivhet.

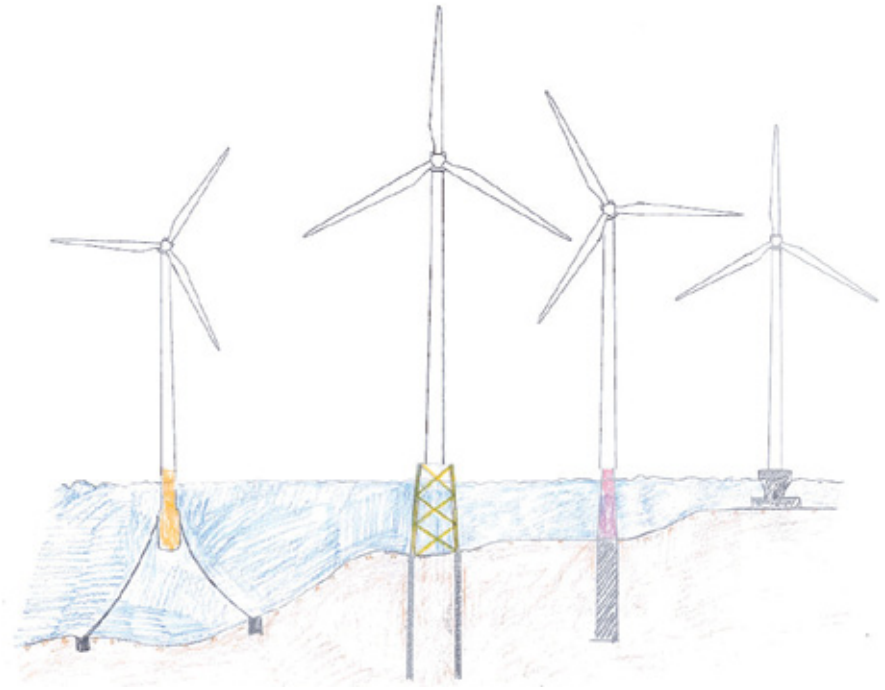
Til nå er det ikke etablert en dimensjonerende lasthistorie for den sykliske påkjenningen på jorden, men det vil være et felt som DNV vil arbeide med fremover, og vi vil søke å implementere eksempler på typiske lastsituasjoner i den neste oppdateringen av standarden. Tre typiske situasjoner vil være:

- I produksjon
- I en stormsituasjon
- Ved stenging/oppstart av møllen

Ved vurdering av den sykliske degraderingen av jorden vil ikke alltid den lastsituasjonen med høyest last være dimensjonerende, men like gjerne den som har flest sykler på et forholdsvis høyt belastningsnivå. Det kan også være at belastningen vil være forskjellig avhengig av hva slags fundamenttype man skal dimensjonere.

**FUNDAMENTTYPER**

I standard for vindmøllefundamenter er det angitt anbefalte sikkerhetsnivåer og hvilke laster det skal dimensjoneres mot. I tillegg er det gitt anbefalinger til beregningsmetoder som kan benyttes i den geotekniske dimensjoneringen. Konstruksjonstypene som er omhandlet er i hovedsak pelede konstruksjoner, der bæresystemet er vertikal bæring, som for eksempel jacket-peler og gravitasjonsfundamenter, GBF. Det er viktig å notere seg at de anbefalingene som er gitt ikke er krav til bruk av metode, men kun eksempler på brukbare løsninger.



*Figur 5: Ulike fundamenttyper*

Jacket-peler
For denne typen vindmøllefundamenter gjelder den tradisjonelle metodikken slik den er gitt i vindmøllestandarden, men også i andre offshore standarder ganske godt. Det man må undersøke spesielt for denne typen fundamenter er stivheten i forbindelse med syklisk belastning, og stivhet for små tøyninger.

Gravitasjonsfundamenter
Dimensjonering av denne fundamenttypen er også velkjent, men man må også her være obs på stivhet under syklisk belastning. På grunn av den svært eksentriske belastningen, kan det oppstå utfordringer i forbindelse med disse.

Monopeler
Dimensjonering av monopeler er ikke omtalt i særlig grad i standarden. Disse pelene er som regel dimensjonert av lateralkapasitet og -stivhet. Basisen for bruk av såkalte P-Y-kurver (horisontallast mot forskyvning) er lange slanke peler som skal ta store vertikallaster i bløt leire. Dette er fjernt fra den situasjonen som gjelder for en monopel, der diameteren kan være opp til 7 - 8 m, lengden begrenset og grunnforholdene meget faste. Man skal være forsiktig med å ekstrapolere erfaringer fra typiske jacket-peler til denne typen fundament.

Flytende vindmøller
I Norge har man brukt sin offshore erfaring til å utvikle flytende vindmøller. Disse møllene skal forankres i sjøbunnen. Denne typen konstruksjoner vil derfor være avhengig av andre typer risikovurderinger enn en fast offshorekonstruksjon, og regelverket vil derfor være annerledes. DNV har satt i gang et prosjekt som skal munne ut i en veiledning, som etter hvert som man får mer erfaring på området vil utvikles videre til retningslinjer for flytende vindmøller. Disse retningslinjene vil så inkluderes i en oppdatert offshore standard DNV-OS-J101. Krav til både last- og materialfaktorer vil vurderes i denne sammenhengen.

*Figur 6: StatoilHydros Hywind-pilot ble installert i juni 2009. Foto: StatoilHydro*

**SLUTTKOMMENTAR**

DNV har vært en sentral part i arbeidet med å etablere et enhetlig system for fundamentering av offshore vindmøller. Vi innser at utviklingen innen for denne industrien er under rivende utvikling, og følger nøye med slik at våre standarder er optimale i forhold til de dimensjoneringsprinsipper som blir benyttet av konsulenter og entreprenører. I tillegg til det innsynet vi får ved vårt sertifiseringsarbeid, ønsker vi også å få tilbakemelding fra installasjon og målinger som blir gjort på allerede installerte vindmøller for å kunne gi et ennå bedre grunnlag for dimensjonering og produksjon.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# FUNDAMENTERING AV JACKETS FOR VINDMØLLER

## Foundation design of jacket substructures for offshore wind turbine generators

Siv.ing Torstein Alm, Aker Jacket Technology AS

## SAMMENDRAG

Det forventes en kraftig utbygging av offshore vind i Europa, og prognoser antyder at det må installeres nærmer 500 offshore vindmøller pr år i 10 år for at man skal kunne nå klimamålene for fornybar energi i EU. Det forventes videre at stadig større og tyngre turbiner vil bli dominerende, og sammen med at nye felt ligger på dypere vann enn før, tror vi i Aker Solutions at dette vil innebære at jackets som understell blir svært konkurransedyktig.

Fundamenteringsløsninger for en jacket er premissgiver for installasjonen, og effektiv installasjon er en forutsetning for at totalkonseptet blir økonomisk optimalt. En løsning der jacketen installeres på forhåndsinstallerte peler ser ut til å være en meget attraktiv løsning, men medfører samtidig spesielle utfordringer for installasjonen av pelene. Disse utfordringene er blant annet knyttet til at man må forvente installasjon på ujevn sjøbunn der det er dårlig sikt og høy strøm. Aker Solutions har utviklet en installasjonsramme for peler som takler disse utfordringen og som forventes å føre til svært effektiv installasjon. Rammen har regulerbare fundamenter og er instrumentert for å observere alle undervannsoperasjonene.

Geotekniske analyser for vindmøllefundamenter er i stor grad likt det man er vant til fra norsk offshore industri. Imidlertid er det indikert at syklisk degradering fra vind og bølger samlet blir mindre enn det man er vant til fra vanlige jacket konstruksjoner når disse kun er utsatt for bølger.

## SUMMARY

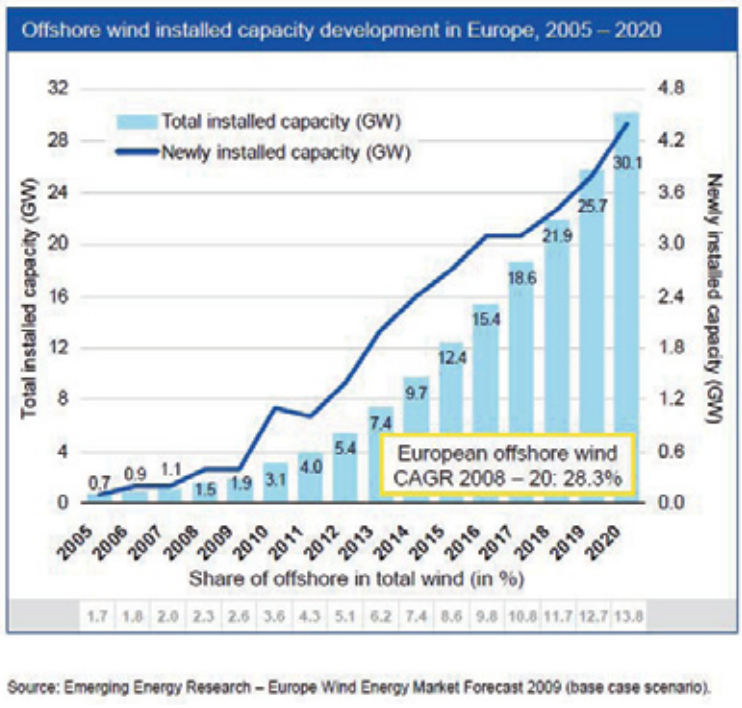
A significant development of offshore wind is expected to take place in Europe, and an amount of around 500 offshore turbines must be installed each year in order for EU to achieve their target goals of renewable energy production within the next decade. Steadily increasing turbine sizes will dominate the market, and along with deeper waters at the sites, it is expected that jacket substructures will become a very competitive foundation alternative.

The foundation system for the jacket will dictate the installation principles, and en effective installation is the key to a successful concept. A solution where the jacket is lifted onto pre-installed piles seems to be a very attractive solution, but will impose specific challenges for the pile installation as such. Amongst other, one has to expect un-even seabed at areas with very poor visibility and high current. Aker Solutions has developed a pile installation frame which can operate under such environment, and which will enable a very efficient pile installation. The frame has adjustable mudmats and is equipped with instrumentation to monitor all the subsea operations taking place.

The foundation analyses for such jackets are similar to the ones known from the oil and gas industry. However, cyclic degradation of piles due to loads from wind and waves are indicated to be less than what is normally calculated for jackets only subjected to cyclic loads from waves.

## OFFSHORE VIND – STATUS OG MARKEDSUTSIKTER

I EU er det vedtatt at innen 2020 skal 20 prosent av energiforbruket stamme fra fornybare ressurser. Av dette, er det forventet at energi fra vind vil være det vesentligste bidraget, og størstedelen av økt energiproduksjon fra vind vil komme fra utbygginger offshore. Med dette som bakgrunn er det laget prognoser for utbygging av offshore vind i Europa, og andelen av offshore produsert vindenergi er forventet å øke fra ca 3 % i 2010 til ca 14 % 2020, se fig.1. Dette betyr en økning i total installert kapasitet i den samme perioden på ca 27 GW, dvs. i gjennomsnitt ca. 2700 MW per år. Hvis vi så antar en gjennomsnittlig kapasitet per turbin på 5 MW, så betyr dette at det må installeres ca 540 generatorer hvert år.




*Figur 1 Prognoser for utbygging av offshore vind*

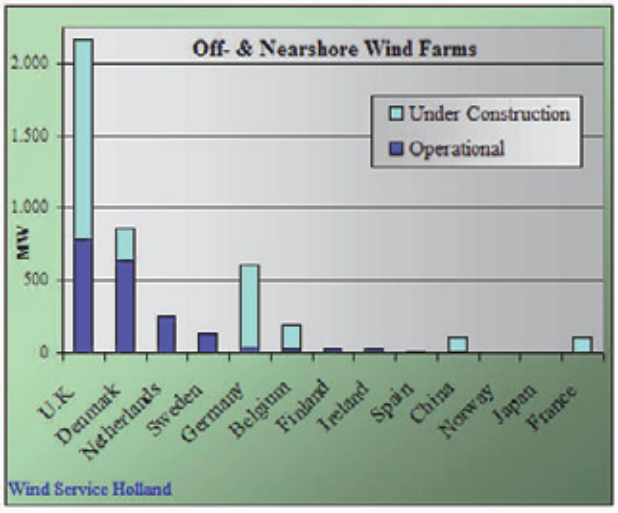
Dette er et mål som leverandørindustrien i dag ikke har kapasitet til, men dette er i ferd med å bedres. I Tyskland er man i ferd med å bygges opp store industriområder som satser mot offshore vind, og kapasiteten er stadig økende. En av de største flaskehalsene ser imidlertid ut til å være tilgangen til egnede fartøyer for installasjon, og her har finanskrisen bidratt til at manges satsning vil bli forsinket.

Det som imidlertid er helt klart er at selv om man legger konservative prognoser til grunn, så vil offshore vind vil bli en meget stor industri i det nærmeste tiåret

Det finnes mange gode grunner til å velge utbygging offshore istedenfor på land. Slike grunner er blant annet:

- Utbygging offshore har liten eller ingen påvirkning på menneskers miljø i form av støy eller visuell forurensning
- Store tilgjengelige arealer gir gode muligheter for utbygging i stor skala.
- Bedre vindforhold (sterkere vind med mindre turbulens) gir bedre effektutnyttelse av innstaller kapasitet (høyere kapasitetsfaktor)
- Selve utbyggingen kan utføres uten skadelige naturinngrep. (Det er ikke enkelt å transportere en 300 tonns turbin med 60 meter lange blader langs landeveien)

Det er i første rekke områder på Dansk og Britisk sektor som til nå er utbygd med offshore vind av særlig omfang, se figur 2. I hovedsak er det benyttet monopeler som understell, men det eksisterer noen få prosjekter, primært i Østersjøen, der det er benyttet betongplattformer. Likeledes er omtrent all kommersiell utbygging til nå utført med relativt små turbiner som har en maksimal effekt på ca 2 - 3 MW.




*Figur 2 Oversikt over offshore vindparker*

Det forventes at fremtidens utbygginger vil bestå av stadig større og tyngre turbiner på områder med gradvis økende vanndyp. Det er i dag flere produsenter som leverer 5MW turbiner, (REpower, Multibrid og Bard), og den første 6MW kommersielle turbinen vil bli levert i 2011 av REpower. Disse turbinene veier i størrelsesorden 350 – 450 tonn inklusive blader, og medfører store belastninger på understellet. Både økt vanndyp og størrelsen på turbinen tilsier at andre typer understell enn monopeler vil bli foretrukket

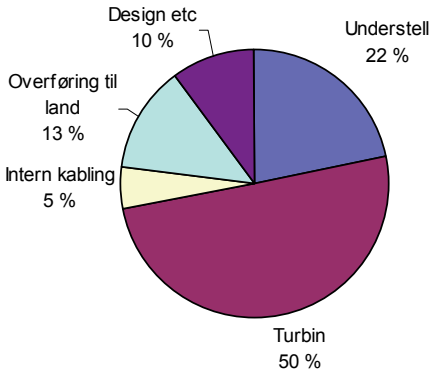
**KOSTNADSRAMMER FOR OFFSHORE WIND**

Innen EU er det primært Tyske og Britiske myndigheter som har lagt best til rette for utbygging av offshore vind. I Tyskland får utbyggeren en garantert støtte på 0.15 Euro per kWh. I tillegg er det netteiers plikt å legge kabel frem til leverandørens samlings-sted for produsert strøm, dvs. frem til en offshore transformator plattform.

Det synes videre å være allment akseptert at en offshore utbygging må kunne utføres innenfor en total investering på ca 30 millioner per installert MW. Med en kapasitetsfaktor offshore på ca 45%, og en energipris på 120 øre per kWh gir dette en inntekt per installert MW på ca kr 4,7 millioner per år, dvs. ca 15% av investeringen. Dette skal så gå med til å dekke drift og vedlikehold, samt gi forrentning av investeringen. Til sammenligning kan det som en kuriositet nevnes at det for Statoils utbygging av Hywind, investeres ca 400 millioner i forskning, utvikling og bygging av en flytende vindmølle med en kapasitet på 2.3 MW. Dette

gir en kostnad pr MW på ca 170 millioner, så det kan nok konkluderes med at flytende vindmøller som kommersiell industri har fremdeles et stykke å gå.

Det finnes naturlig nok ingen gode tall for riktig fordeling av kostnader ved utbygging av offshore vind med store turbiner og på vanndyp over 20 meter. Fra utbygginger på grunt vann og med mindre turbiner er det indikert at turbinen utgjør 50 % av kostnadene, mens resten fordeles på henholdsvis understell, kabler og designutvikling, se figur 3.




*Figur 3* *Fordeling av kostnader ved utbygging av offshore vindpark (basert på tall fra Dansih Energy Authhority)*

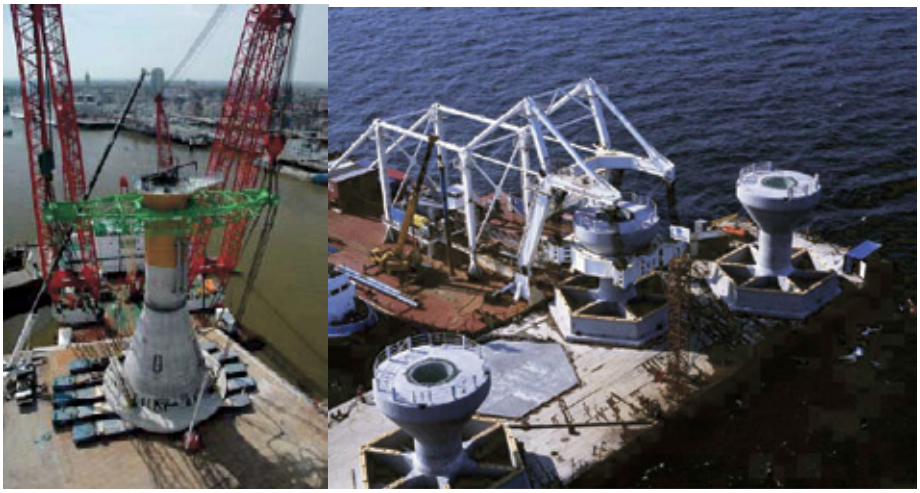
Med denne figuren som utgangspunkt, og overført til kostnader for understell for en 5 MW turbin, kan altså dette utgjøre 22 % av totalkostnaden på 150 millioner, dvs. 33 millioner.

Utfordringen blir dermed å designe et understell med tilhørende fundamenteringsløsning som lar seg bygge og installere innen denne rammen. Hvorvidt denne kostnadsfordelingen også er gyldig for prosjektene vi ser foran oss gjenstår imidlertid å se.

## KORT OM FORSKJELLIGE UNDERSTELL

Offshore vindmøller har frem til nå i all hovedsak vært fundamentert på monopeler, og denne løsningen vil også i fremtiden ha et stort marked. Monopeler blir imidlertid for dyre (dvs for store og tunge) ved store turbiner og økende vanndyp. Andre typer understell vil da bli mer optimale. Kort fortalt eksisterer det i dag følgende alternativer.

**Betongunderstell** har blitt benyttet i begrenset grad på Dansk og Svensk sektor, og da gjerne på grunt vann og med relativt små turbiner. I tillegg er det valgt betongunderstell på de 6 første konstruksjonene på Thornton Bank, offshore Belgia. Disse er installert på ca 20 – 25 meters vanndyp og med store turbiner (REpower 5M). Betongunderstell kan generelt sies å være egnet der man må dimensjonere mot is, eller på steder hvor man har meget vanskelige grunnforhold og ramming av peler kan utgjøre en risiko.



*Figur 4 Betong konsepter på Thornton Bank (Belgia) og Nysted (Danmark)*

**Tri-Pile** konseptet er utviklet, bygget og installeres av BARD i Tyskland. Det består av 3 peler i et triangel, (pelediameter ca 3 meter), som er bundet sammen over vann av en tre-benet "edderkopp" konstruksjon. Både pelene og "edderkoppen" er svært tunge og dyre stålkonstruksjoner, men konseptet lar seg installere uten bruk av undervannsoperasjoner, og kan således allikevel være en økonomisk attraktiv løsning. De første konstruksjonene er nå klare for installasjon på "Bard Offshore 1" feltet i tysk sektor der vanndypet her er ca 40 meter.

*Figur 5 Bards Tri-pile konsept*

**Tripods** er et kjent alternativ til Jacket, og dette konseptet ble valgt som understell for de 6 første turbinene på test feltet Alpha Ventus i Tysk sektor. Disse konstruksjonene ble bygd på Aker Verdal, og ble installert i 2008. Dette konseptet er også valgt som understell på feltet Côte D'Albatre utenfor Normandie. Vår oppfatning er imidlertid at dette konseptet både blir tyngre og dyrere enn en tilsvarende jacket.

*Figur 6 Tripods for Alpha Ventus bygd på Aker Verdal*

**Jackets** er som sagt et alternativ til tripods, og det er til nå installert 8 jackets for vindmøller, alle på såkalte test-felt. De første to jacketene ble installert i 2005 på ca 45 meters vanndyp ved Beatrice plattformen, øst for Skottland. Disse var begge konvensjonelle jackets som ble løftet på plass og deretter pelet fast mens de sto på temporære fundamenter, (mudmats), under hver pelehylse. (se bilde på figur 7). I sommer ble det så installert 6 jackets på ca 30 meters vanndyp på testfeltet Alpha Ventus, som ligger i den søndre delen av tysk sektor i Tyskebukta. Disse jacketene ble alle løftet på plass over pre-installerte peler. Denne løsningen er i seg selv mer kostnadsoptimal for selve jacketen men har store konsekvenser for installasjonen. Løsningen ser allikevel ut til å bli det foretrukne alternativet, og det er i dag minst 3 øvrige felt med til sammen ca 100 understell der man har igangsatt detaljprosjektering og bygging av jackets for pre installerte peler. Disse skal installeres i 2010 og 2011.

*Figur 7 Jacket med tradisjonelle peler på Beatrice*

*Figur 8 Jacket for pre-installerte peler på Alpha Ventus (Bilder fra Norwind)*

**FUNDAMENTERING AV JACKET**

I Aker Solutions tror vi at jackets som understell for store turbiner vil være den mest kostnadsoptimale løsningen når vanndypene overstiger ca 20 – 25 meter. Men i tillegg til at selve understellet må kunne bygges i stort antall på billigst mulig måte, må det også kunne installeres raskt og effektivt. Dermed blir valg av fundamenteringsløsning en helt sentral premissgiver for om den ferdig installerte strukturen også er den billigste.

En overordnet utfordring ved fundamentering av understell for vindmøller er ønsket om tilnærmet identiske løsninger på tross av varierende grunnforhold. Dette er en forutsetning for effektiv bygging. Et typisk felt med for eksempel 50 turbiner vil dekke et område på ca 25 $km^2$, og det må forventes at grunnforholdene vil kunne variere vesentlig innen dette området, kanskje spesielt i toppen. Slik variasjon forutsetter robuste løsninger der lokale variasjoner i grunnforholdene, spesielt i øvre lag, har begrenset påvirkning på fundamentet og den nedre delen av strukturen. Rammede stålpeler har nettopp slike egenskaper, mens bøttefundamenter etter vår vurdering ikke vil være egnet, nettopp av denne grunnen.

Fundamentering på pre installerte peler har potensielt mange fordeler fremfor en konvensjonell løsning, og medfører i seg selv en vesentlig billigere jacket ved at man unngår separate pelehylser. Oppsummert er slike fordeler:

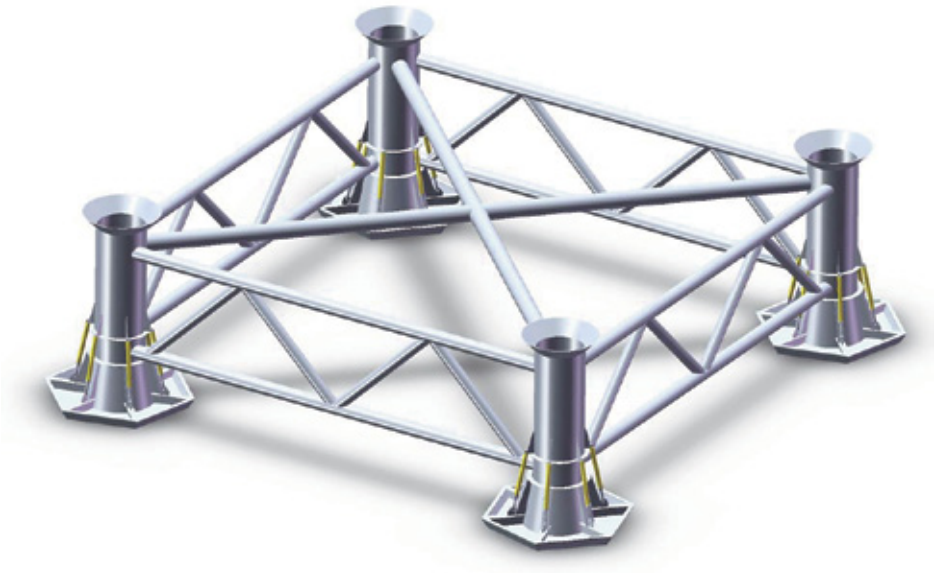
- Installasjon av peler er den operasjonen som krever mest tid, og dette kan utføres i god tid før jacketen blir installert, og med vesentlig billigere fartøyer.
- Pelene kan plasseres i fast høyde i forhold til vannlinjen, og man kan dermed benytte identiske konsepter selv om vanndybden varierer.
- Toppen av pelene kan innmåles, og jacketen kan da installeres innenfor toleransene for vertikalitet uten andre tids- og kostnads krevende operasjoner.

Utførelsen av slik pre-peling forutsetter imidlertid at denne operasjonen er nøye planlagt og at det benyttes riktig utstyr. Det er mange spesielle forhold man må ta hensyn til, som man ikke er vant med fra vår olje og gass virksomhet, som for eksempel:

- Store tidevannsforskjeller gir gjerne mye strøm som generelt gjør undervanns-operasjoner vanskelig.
- Sterk strøm i kystnære forhold medfører ofte svært dårlig sikt, (mindre enn 2 meter) og bruk av undervannsfarkoster (ROV) kan bli svært vanskelig og følgelig dyrt.
- Lokalt kan det være svært ujevn sjøbunn.

På tross av disse utfordringene mener vi i Aker Solutions at forhåndsinnstallerte peler vil være den riktig løsningen, og vi har derfor utviklet en egen installasjonsramme som skal takle disse vanskelige forholdene. Denne rammen har kort fortalt følgende egenskaper og instrumentering:

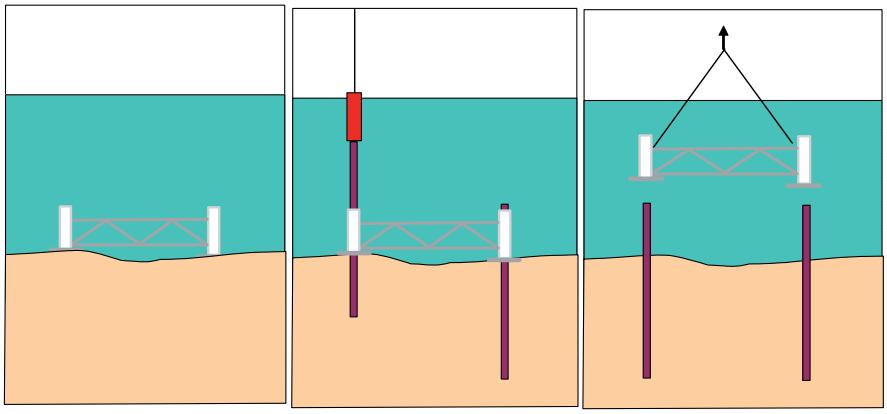
- Måleinstrumenter for retning og vertikalitet av rammen.
- Vertikalt justerbare fundamenter i hvert hjørne som sørger for at rammen er i horisontal stilling forut for og underveis i pelingen.
- Instrumenter for observasjon av pelene ved entring i rammen og underveis i rammeforløpet.
- Instrumenter for høydemåling av peletopp etter ferdig ramming



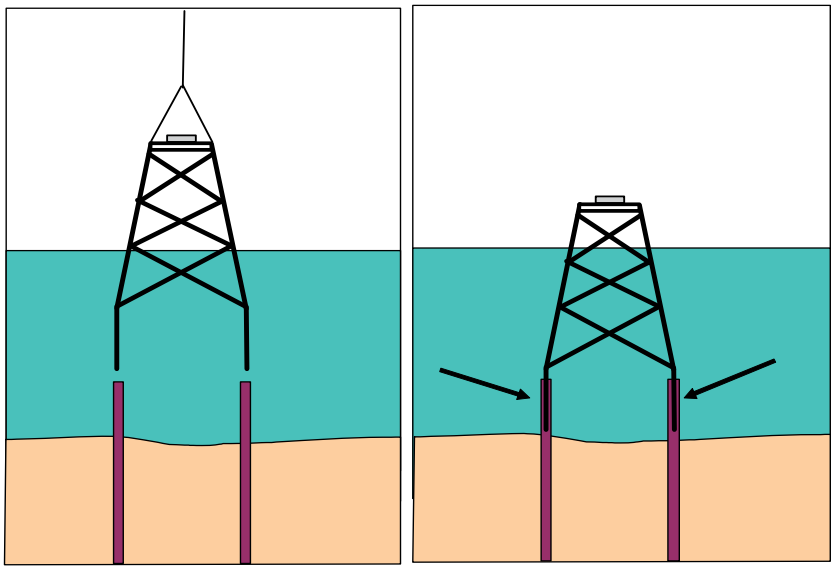
*Figur 9 Aker Solutions Installasjonsramme for peler*

Med dette utstyret er det målet å kunne installere peler til riktig dybde og posisjon uten bruk av undervannsfarkoster og vi oppnår dermed en svært effektiv installasjonsprosess

Sekvensen for installasjon av peler og jacket blir da som skissert i de følgende figurene:



*Figur 10 Installasjon av peler gjennom installasjonsramme*



*Figur 11 Installasjon av Jacket på pre-installerte peler, og sementering*

**GEOTEKNISKE UTFORDRINGER**

Geotekniske analyser ved fundamentering av jackets for vindturbiner skiller seg ikke vesentlig fra det vi er vant til fra olje gass virksomheten. Jeg har nevnt at man må ta hensyn til varierende grunnforhold og vanndyp, og at dette har påvirkning på valg av fundamentløsning. I tillegg kan det nevnes at man på enkelte områder også må ta hensyn til sand dyner som flytter seg i løpet av feltets levetid. Eksempelvis har man på Thornton Bank sand dyner på opptil 6 meters høyde som flytter seg med en hastighet på 2 -3 meter per år.

Når det gjelder utførelse av de forskjellige geotekniske analysene, for eksempel for ekstrem situasjonen (dvs ULS eller bruddgrensetilstanden) er dette likt til de vi er vant til, men dog tilpasset et eget regelverk.

For syklisk belastning blir forholdene imidlertid noe annerledes, i og med at pelene opplever sykliske laster både fra vind og bølger. Intuitivt skulle man kanskje tro at dette gjør det verre for pelene, men slik er det nødvendigvis ikke.

Sykliske laster fra bølger og vind vil under en storm situasjon faktisk være 2 ukorrelerte prosesser som opptrer samtidig. Det vil dermed være altfor konservativt å addere alle syklene fra de to prosessene, samtidig som det blir ukonservativt å se på de som 2 prosesser som kommer etter hverandre. Det riktige blir altså noe midt imellom.

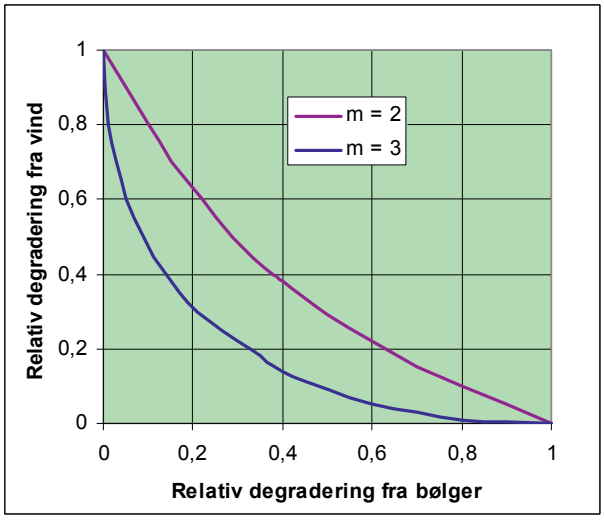
I jacket design for utmatting er det etablert følgende relasjon for å addere utmattingsskade fra bølger og vind når disse prosessene ses på hver for seg. Utmattingsskade vil være helt analogt med syklisk degradering.

$$Dt = \sqrt{\frac{\left[\left[(Dv \cdot Tv)^{\frac{1}{m}} \cdot Tb\right]^2 + \left[(Db \cdot Tb)^{\frac{1}{m}} \cdot Tv\right]^2\right]}{(Tv \cdot Tb)^2 \cdot \left[(Dv \cdot Tv)^{\frac{2}{m}} + (Db \cdot Tb)^{\frac{2}{m}}\right]^{1-m}}}$$

der:

| | |
|---|---|
| Dt | - total skade (eller ekvivalent antall sykler) |
| Dv | - Skade (eller ekvivalent antall sykler) pga vind alene |
| Db | - Skade (eller ekvivalent antall sykler) pga bølger alene |
| Tv | - Dominerende periode for vind (valgt til 2,3 sek) |
| Tb | - Dominerende periode for bølger (valgt til 10 sek) |
| m | - Helning på utmattingskurve (eller tøyningskurven i et syklisk diagram) |

Dersom man setter at total utmatting eller relativ syklisk degradering sette lik 1.0, blir sammenhengen mellom akseptabel degradering fra de to prosessene som vist i figuren under.




*Figur 12 Sammenheng mellom akseptable syklisk degradering fra bølger og vind*

La oss så eksempelvis anta bidraget til maksimal syklisk aksiallast på en pel er likt (dvs 50 % hver) fra bølger og vind. Dette vil være tilfellet for en typisk jacket med en 5 MW turbin på ca 25 meters vanndyp og bølgehøyde ca 12 meter, dvs. et høyst relevant tilfelle.

Dersom man kun har bølger settes relativ degradering til 1.0. Siden lasten fra bølgene nå bare er 50 % av det maksimale blir relativ degradering nå:

$$Db = (0.5)^3 = 0.125 \text{ (når helningen på tøyningskurven er 3)}$$

Vi antar også at relativ degradering fra vind er lik den fra bølger, og den kombinerte degraderingen kan da regnes ut fra formelen over. Vi får da en total relativ degradering på:

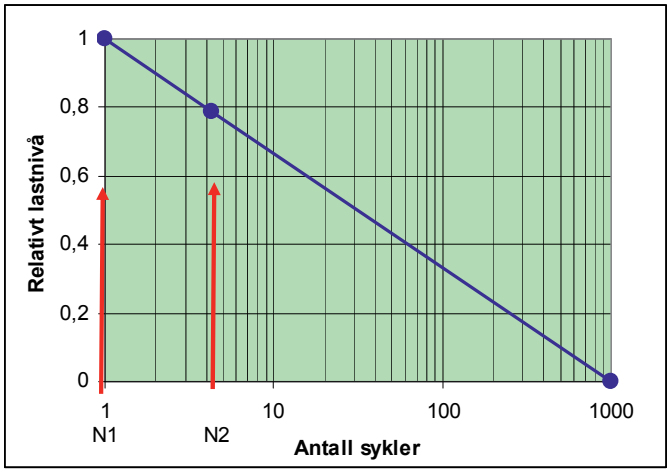
$$Dt = 0.489$$

Vi ønsker så å finne lastnivået for bølger alene for at dette skal gi tilsvarende total relativ degradering. Dette kan regnes som:

$$U \text{ bølger} = Dt^{1/3} = 0.791$$

Så ønsker vi å finne en korreksjonsfaktor for antall ekvivalente sykler dersom bølgelasten utgjorde 100 %. Hvis vi fremdeles antar helning på tøyningskurven på 3, har vi følgende relasjon som skissert i figuren:

$$\text{Log } N2 - \text{Log } N1 = m \bullet (1 - 0.791)$$




*Figur 13 Beregning av korreksjonsfaktor for ekvivalent antall sykler*

Korreksjonsfaktoren for ekvivalent antall sykler blir da lik:

$$N1 / N2 = 0.24.$$

Dette betyr at endelig syklisk degradering fra vind og bølger kan utregnes basert på etablerte modeller som er gyldig for bølger alene, forutsatt at antall ekvivalente bølger reduseres med en faktor på 0.24.

Tilsvarende beregning som over er også utført for en helning på degraderingskurven på 2, og man får da en reduksjonsfaktor på 0.13.

Det må imidlertid bemerkes at i eksempelet over er degraderingen pga sykliske laster fra vind antatt til å være lik den fra bølger siden ekstremlastene var like. Foreløpige vurderinger av lastspektrene fra de to prosessene tyder på at de er relativt like for de høyeste lastene, men at det er atskillig flere sykler fra vind ved mindre laster. Hvorvidt dette har stor effekt blir dermed avhengig om de aktuelle jordlagene er sensitive for syklisk degradering eller ikke, også ved lave lastnivåer. Det må dermed gjøres egne vurdering i hvert enkelt tilfelle for å vurdere dette.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# HVA KAN VI LÆRE FRA OFFSHORE OLJE OG GASS INDUSTRI I FORHOLD TIL FUNDAMENTERING AV VINDTÅRN OFFSHORE?

## What can we learn from offshore oil and gas industry in relation to foundation of offshore wind mill towers?

Siv.ing. Per Magne Aas, NGI

## SAMMENDRAG

Fundamentering av offshore vindmøller er ikke ulikt fundamentering av offshore oljeplatt-former. Artikkelen peker på en del faktorer som er forskjellige. Det er normalt (veldig) ujevne grunnforhold nær kysten. Offshore vindmøller er utbygging av mange konstruksjoner mens oljeplattform vanligvis er en spesiell plattform. Det er kostnadspress med krav om billige løsninger og rask design prosess. Samtidig synes det klart at de viktigste faktorene er fabrikasjon, transport og installasjon. Artikkelen viser eksempler på hvordan de betingelsene som gjerne gjelder for offshore vindmøller slår ut for forskjellige fundamentkonsepter og hvordan erfaring fra tradisjonell offshore virksomhet anvendes.

## SUMMARY

Fundation of offshore wind mill towers is not very different from foundation of oil and gas platforms. This article focuses on some factors that are different. Along the coasts in relatively shallow waters there are in general (very) uneven soil conditions. Offshore wind farms contain several structures, contrary to one specific oil or gas platform. Low costs are important and a rapid design process is requested. At the same time it seems clear that the important factors are fabrication, transport and installation. This article shows examples on how the common project conditions affect different foundation concepts and how experience from traditional offshore platform and foundation design can be applied.

## INNLEDNING

NGI har registrert stor økning i etterspørsel i forbindelse med offshore vindmøller. Vi har vært engasjert siden 1999, men det har vært en treg utvikling. De siste par årene har vi vært engasjert i følgende utbyggingsområder:

| **Sektor** | **Utbyggingsfelt** |
|---|---|
| Engelsk,skotsk, irsk | Beatrice, Ormonde, London Array, Sheringham, Walney, Teeside, Gwynt y mor |
| Dansk | Rødsand, Horns rev, Lillgrund, Kriegers Flak |
| Tysk | Alpha Ventus, Geofree, Dan-Tysk, Gode Wind, Aiolos |
| Norsk | Utsira, Ekofisk, ”sørlige del av Nordsjøen” |
| Svensk | Trolleboda, Utgrunden II |
| Belgisk | Thorntonbank |
| Andre | Prosjekter i USA, Kina og Sør-Korea begynner å dukke opp |

Gjennom konseptstudier, forprosjekt og fram til detaljprosjektering av offshore vindmøllefundamenter har vi gjort oss noen meninger om hvordan erfaringen fra dimensjonering av fundamentene til oljeinstallasjoner kan brukes.

Stikkord er:

- logistikk ved at det er mange utbygginger i et vindmølleparkprosjekt i motsetning til en oljeplattform
- ujevne grunnforhold
- kostnadspress og derigjennom en rask (for rask) prosess
- et nesten urealistisk håp om "billig" utbygging

## LOGISTIKK

En vindmøllefarm innebærer mange installasjoner i motsetning til ofte en spesiell oljeplattform.

En studie vi gjorde sammen med Aker for Hydro Energi allerede i 1999 viste at det var ikke noen markert forskjell i kostnader på bruk av monopeler og bøtter. På det tidspunktet var monopeler "måten" å fundamentere på i vanndyp på 5-10-15 m. Gjennom offshoreutviklingen i årene etter epoken med gravitasjonsplattformer var forankring med sugeankere og fundamentering med "bøtter" blitt populært. Vi trodde, og Aker og Hydro trodde, at bøtter ville framstå som gunstige på grunn av raskere installasjon. Det kan antagelig være tilfelle for en installasjon, men nødvendigvis ikke for et stort antall installasjoner. Ved en parallell produksjon – installasjon av monopelene i forkant av montering av tårnene – så kan bruk av monopeler sannsynligvis være like effektivt som en "alt i ett" installasjon av tårn og bøttefundament.

Med mange installasjoner er kanskje ikke geoteknikken avgjørende for valg. Det er bygging, transport og løfting, sekvens, store fartøyer/små fartøyer, installasjonsmåter m.m. som er de viktigste faktorene. Selv om byggingen isolert kan være dyr, så kan det totale produkt – mange vindmøller ferdig installert - likevel vise seg konkurransedyktig. Samtidig kan det være slik at ved flere installasjoner velger man å gjøre ting annerledes enn ved en enkelt installasjon. Et eksempel er OWEC Tower's jacket (stålplattform). Der blir pelene presisjonsinstallert først. Deretter blir jacketen(e) transportert ut på lekter og løftet på plass, nøyaktig tilpasset peletoppene.

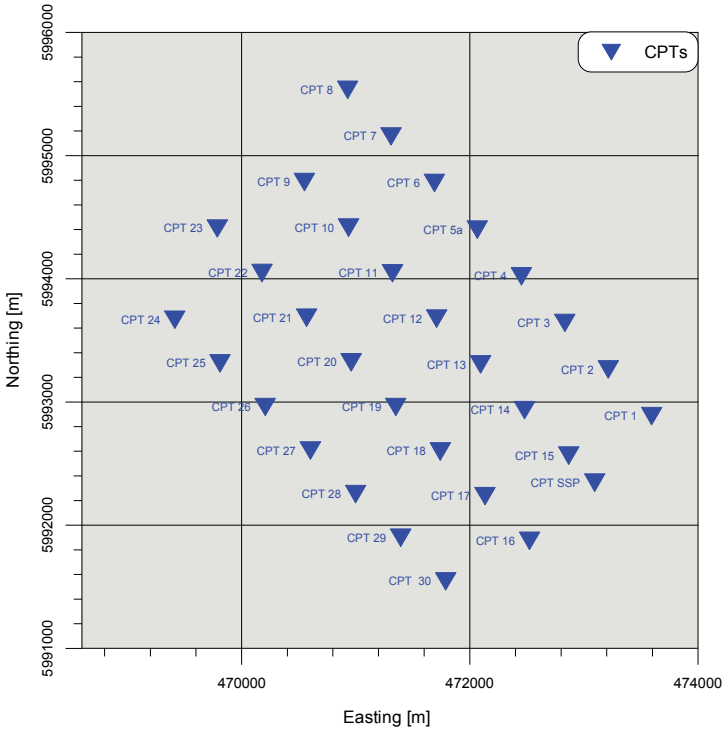
## UJEVNE GRUNNFORHOLD

Den geologiske historien og de geologiske prosessene (islast, tørt land, elveerosjon, gjenfylling) har vært slik at nær kysten er det generelt ujevne grunnforhold. Effekten av dette blir ytterligere utpreget ved at det er store utbygginger (50-200 møller, kanskje mange flere) og store arealer er involvert. Dermed blir det automatisk store grunnundersøkelser og fundamenteringsdelen av prosjektene blir en viktig faktor.

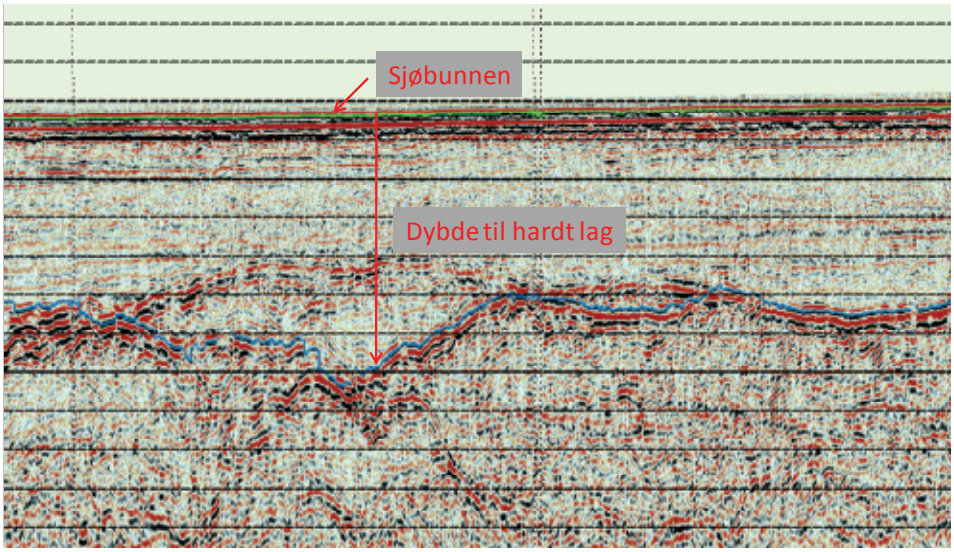
Konsekvensen av (veldig) ujevne forhold er at et område av antagelser må undersøkes. Lastbildet for en vindmølle er ganske annerledes enn for en primært bølgebelastet plattform. Dermed er det ikke klart hva som er kritiske antagelser mht. for eksempel stivheter. En tradisjonell oljeplattform er hovedsaklig utsatt for bølgelast. Lave stivheter er definitivt konservativt da lave stivheter fører til at plattformens egensvingeperiode øker og nærmer seg bølgeperioden. Det er nødvendigvis ikke slik for et vindmøllefundament. Høye stivheter kan like gjerne være kritisk for andre laster med andre frekvenser. Det er ikke gitt at kopi av en tradisjonell offshore plattform og fundament design er det rette svaret.

Med variasjoner i grunnforhold kan det vise seg vanskelig med en design for alle installasjonene. Hva som er den beste økonomien i prosjektet blir en total vurdering. Det er mange andre hensyn å ta enn bare fundamenteringen. Ut fra material mengder og vekter, som man i utgangspunktet ønsker så lave som mulig, kan en spesifikk, optimalisert design for hver installasjon være ønskelig. Fabrikasjonsmessig og installasjonmessig kan det imidlertid vise seg kostbart.

Figur 1 og 2 viser et eksempel på jordprofil variasjoner for et område der 30 vindmøller planlegges: middels til fast lagret sand til ca. 25 m over nær normalkonsolidert, siltig leire. Under leiren kommer et variabelt lag med overkonsolidert hard leire/leirskifer. Dybden til det harde laget varierer fra ca. 36 m til ca. 50 m.




*Figur 1 Plan for 30 vindmøller med trykksonderinger*




*Figur 2 Varierende dybde til hardt lag*

Fundamentene er rammede peler. Lastene er slik at der sanden er fastest, kan pelene avsluttes i sanden. For noen installasjoner blir pelespissen stående i leiren, og for atter andre må pelene rammes inn i det harde laget. Det siste vil ha betydning for valg av hammer og utmatning av pelene under rammingen. Pelene kan bli fra ca. 25 m til nær 50 m lange. 50 m lange peler veier i dette tilfellet ca. 100 tonn. Transport og installasjonsrekkefølge er nøye planlagt. Med ulike peler kan en endring i installasjonsrekkefølge ha store konsekvenser. Vi har erfart ved installasjon av store, ulike sugeankere at endringer (av en eller annen grunn) forut for transport og installasjon kunne medføre store problemer.

Mange vindmøllefundamenter kan sammenliknes med forankring av flytere. Avstanden mellom ankere for flytere kan være mange hundre meter til flere kilometer, slik at ulike grunnforhold er nokså vanlig for dimensjoneringen av 10-15 ankere. På større vanndyp er imidlertid variasjonene i grunnforhold ofte forholdsvis små. Alle forhold tatt i betraktning (design, fabrikasjon, transport og installasjon) fører ofte til et overordnet ønske om like ankere, eventuelt at dimensjoneringen ender med så få varianter som mulig. Man aksepterer heller noe overdimensjonering ved at noen ankere er for store.

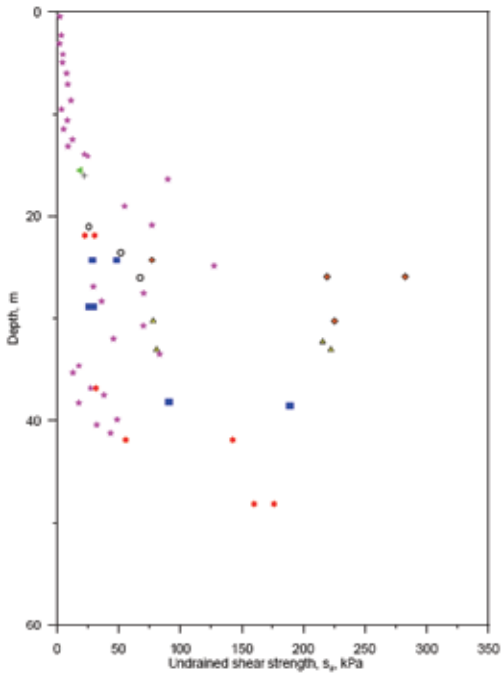
For vindmøller kan grunnforholdene generelt være så ujevne at en fundamentdimensjon ikke er mulig eller veldig kostbart, og man må ta de utfordringene ulike fundamenter fører med seg. Samme fundamentdimensjoner på veldig ujevne forhold fører til for lange peler/ankere på grunn av kapasitet, og pelene må drives og ankere må suges for langt ned i (potensielle) hardere lag.

## KOSTNADSPRESS OG DERIGJENNOM EN RASK (FOR RASK) DIMENSJONERINGS- OG PLANLEGGINGSPROSESS

Produksjon av energi med offshore vindmøller er dyrt. Subsidiering er nødvendig og det er et betydelig press på å redusere kostnader. Følelsen av dette har vi merket på flere måter.

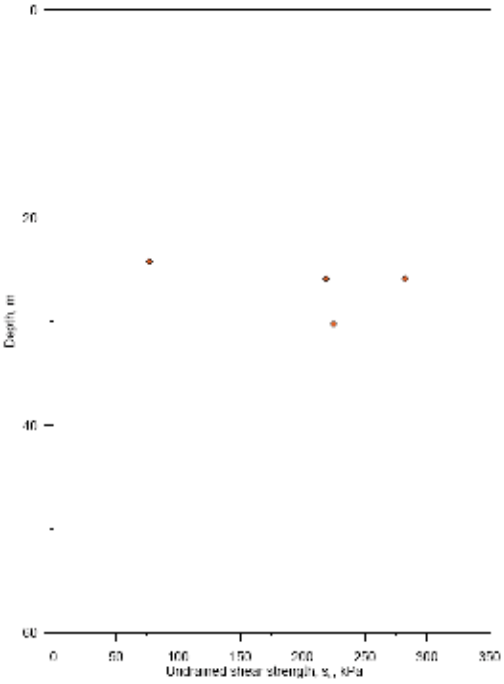
Forprosjekt kan mangle i utviklingsprosessen og det gjøres valg for tidlig. Design grunnlaget er ikke bestemt. Det er i og for seg ikke så uvanlig i forbindelse med oljeplattforminstallasjoner heller, men for offshore vindmølle prosjekter synes dette enda mer utpreget. Når mangelfullt design grunnlag kombineres med ujevne forhold, blir det bokstavelig talt uryddige forhold i design prosessen. Det er ikke sikkert de beste valg blir gjort og det kan bli kostbart å bli tvunget til endringer sent i løpet.

Mangelfullt design grunnlag kan ha med en annen prosjektkultur og erfaringsbakgrunn å gjøre enn den vi vanligvis møter i sammenheng med oljeplattformer. Figur 3 viser et jordprofil med laboratorieresultater som grunnlag for fundament dimensjonering. NGIs oppgave var å etablere design grunnlag for rammede peler. Figur 3 gir opplagt rom for tolkninger.




*Figur 3 Eksempel på jordprofil med styrkemålinger fra alle boringer*

Resultatene på figuren skriver seg fra fem ulike posisjoner med flere kilometers avstand. Da de faktiske resultater fra hver av posisjonene ble sortert, framkom eksempelvis et bilde som vist på figur 4.




*Figur 4 Et av jordprofilene med styrkemålinger*

De seismiske undersøkelsene pekte i retning av et hardere lag under et topplag av bløt leire. Det var "umulig" å etablere et troverdig jordprofil på hver av posisjonene. Høye og lave (veldig høye og veldig lave) styrkeprofiler ble etablert. Pelene ville måtte gå fra 35 til 50 m, men det ville være uklart hvor man skulle bruke 35 m lange peler og hvilke posisjoner som ville kreve 50 m lange peler. Avstanden mellom stor risiko eller altfor konservativ design ville ikke være stor.

## "BILLIG" UTBYGGING

Noen aktører synes å ha et nesten urealistisk håp om at en offshore vindmølle blir en "billig" installasjon. Vi har møtt situasjoner der utbyggeren oppgir et visst beløp til disposisjon for installasjon. Svaret blant de med innsikt i kostnader forbundet med fartøy, transport og installasjon har vært at man får ikke installert det man ønsker. Enten må det mer penger til, eller så kan prosjektet skrinlegges.

Et eksempel på hvorfor kostnadene må bli omtrent som for tradisjonelle plattformer, er Alpha Ventus, den første utbyggingen på tysk sektor. Der ble 72" diameters peler til 30-40 m dybde brukt. Det var nødvendig med IHC 500 hammer, og verdens største løftefartøy "Thialf" ble brukt. Dette er offshore utstyr for oljeplattformer. Det er ventetid på utstyret (finanskrisen kan ha endret noe på det) og det er ingen grunn til å regne med at det blir spesielt billig bare fordi det er en offshore vindmølle. Vindmølleinstallatørene konkurrerer med alle andre om utstyret.

Konsekvensene av noen av aspektene som er berørt over for forskjellige fundament konsepter drøftes nedenfor.

## GRAVITASJONSFUNDAMENT

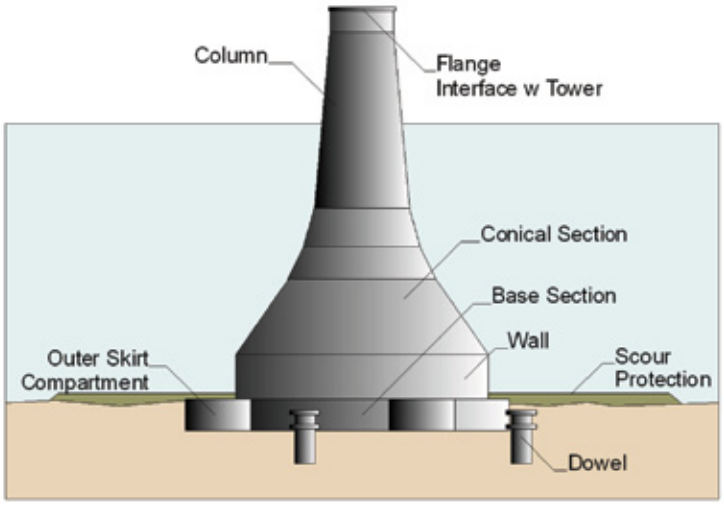
Dette er videreføring av betongplattformene. Man står overfor de samme problemstillinger som for betongplattformer, om enn med litt annen vektlegging av de forskjellige aspekter. Erfaringen fra betongplattformene er at hva som blir den (de) utfordrende problem-stillingen(e) for fundamentet, er helt avhengig av de spesifikke forholdene for hver enkelt installasjon. Gravitasjonsfundamenter med skjørt er sensitive til jordprofilet og variasjoner i jordprofilet. Det går på installasjon, temporær stabilitet før fundamentet er helt klargjort for operasjonsforhold og kapasitet i operasjonsfasen. I tillegg er fundamentstivhet antagelig viktigere for vindmøller enn for tradisjonelle gravitasjonsfundamenter.

NGI er godt inne i detaljprosjekteringen av bøttefundamenter for en oppjekkbar oljeplattform. Figur 5 viser en (av fire) legger med bøtte (skirted caisson). Hver av bøttene har diameter 19 m og skjørt til 3 m i fast lagret sand. Her er det ganske homogene grunnforhold.

*Figur 5 Detaljprosjektering av oppjekkbar plattform – en legg med bøttefundament*

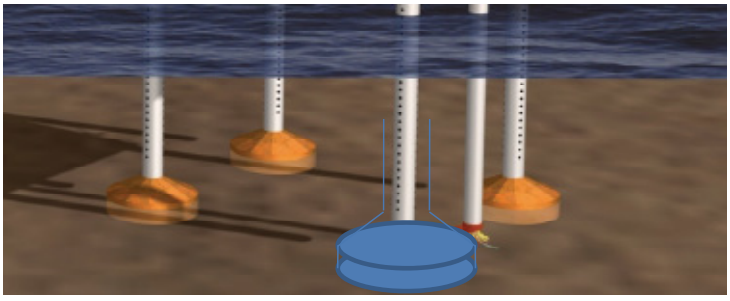
Fundamentene er i realiteten gravitasjonsfundamenter utsatt for gjennomsnittlige (langvarige) og sykliske vertikallaster, momenter og horisontallaster.

Samtidig arbeider vi for Seatower med et gravitasjonskonsept for vindmøllefundament, se figur 6.




*Figur 6 Seatowers gravitasjonsfundament for vindmølle*

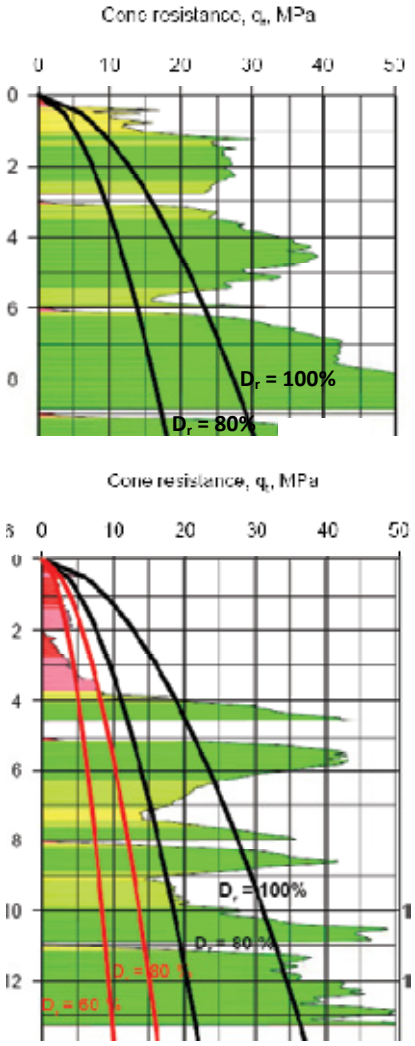
Fundamentet har en diameter på ca. 25 m og skjørt til 2-3 m. Sammenligningen av Seatowers fundament og bøttefundamentet for den oppjekkbare plattformen er vist på figur 7.



*Figur 7 Seatowers fundament sammen med bøtter med skjørt*

Fundamentene er i realiteten ganske like og utsatt for de samme lastkomponenter, men i ulike forhold. Vi tør si vi kjenner godt de problemstillingene vi kan møte i dimensjoneringen av disse fundamentene, men vi kan ikke på forhånd peke på hva som blir de avgjørende utfordringene.

En opplagt utfordring for vindmøllefundamentet er variasjonene i grunnforhold. Figur 8 viser to profiler som er relevante for konseptvurderingen.




*Figur 8 Relevante jordprofiler for gravitasjonsfundamentet*

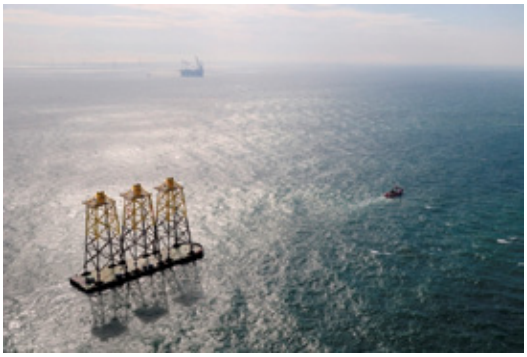
Kapasitet av fundamentet viser følgende resultater for de to jordprofilene på figur 8 og forskjellig vanndyp (→ forskjellig belastning):

| Jordprofil | Sikkerhetsfaktor | |
|---|---|---|
| | 20 m vanndyp | 29 m vanndyp |
| ”Godt”, figur 8 | 2.36 | 2.68 |
| ”Dårlig”, figur 8 | 1.26 | 1.53 |

Kravet til sikkerhetsfaktor kan være en samlet faktor på 1.7 (lastfaktor 1.3 og material faktor 1.3). Det vil si at konseptet er et stykke fra akseptabelt på det dårlige profilet mens det er mulighet for optimalisering på det gode profilet. Hva designer/utbygger så gjør, vil bli basert på våre innspill og en rekke andre forhold.

## JACKET (STÅLPLATTFORM) MED RAMMEDE PELER

Vår nyeste erfaring med stålplattformer som understell for vindmøller er fra den nylig gjennomførte design og installasjon av seks stålplattformer på Borkum West/Alpha Ventus i tysk sektor, figur 9 og 10.



*Figur 9 OWEC Tower jacket under utslep, Foto: Alpha Ventus prosjekt arkiv*

*Figur 10 OWEC Tower jacket installert, Foto: OWEC Tower*

Geoteknisk sett er det lite nytt i forhold til en tilsvarende stålplattform for oljeproduksjon. Vi etablerer design profil, beregner kapasitet, gjør rammeanalyser, er med på vurdering av installasjonsaspekter og gir input til struktur/peler/jord samvirkeanalyser. Når det gjelder kapasitet gjør vi bruk av den nyeste kunnskapen som blant annet NGI har drevet fram gjennom innsamling av stor skala peleforsøk, tolkning og statistisk behandling. Databasen har endt opp med en ”NGI” metode for å beregne bæreevne i sand og leire, Clausen et al. (2005) og Karlsrud et al. (2005). Metoden er utførlig referert i Peleveiledningen. Metoden gir gjennomgående større kapasitet en den vanlig benyttede API metoden. Forskjellen i kapasitet for pelene på Alpha Ventus representerte anslagsvis 240 tonn besparelse i pelevekt. Det er 15 – 20 % av den totale pelevekt og betydelig for prosjektet. Kunnskap ervervet gjennom den tradisjonelle oljerelaterte virksomhet blir altså direkte anvendt.

Analyser av peleramming baseres på erfaring fra oljeplattforminstallasjoner for pelene og hammer er standard offshore størrelser og utstyr.

Det spesielle med fundamentene var at pelene ble forhåndsinstallert og pelene hadde forskjellig lengde. Forskjellig lengde skyldtes to ting: variable grunnforhold og varierende vanndyp. Pelene ble eksakt (innenfor oppgitte toleranser) installert slik at peletoppene endte på samme nivå. Dermed kunne jacketene gjøres helt like. NGI fikk en helt sentral rolle under installasjonen av pelene. Med spesialutviklet måleutstyr styrte NGI pelerammingen fram til sluttramming og innmåling av pelene.

Ved forhåndsinstallerte peler ble følgende oppnådd: det ble mindre vekter som skal løftes og et effektivt fartøy installerte seks jacketer på fem dager. Med peler som installeres langs plattform leggene gjennom "pile sleeves" blir det større vekter på grunn av mye større konstruksjon mot sjøbunnen. Dette påvirker erosjon rundt pelene.

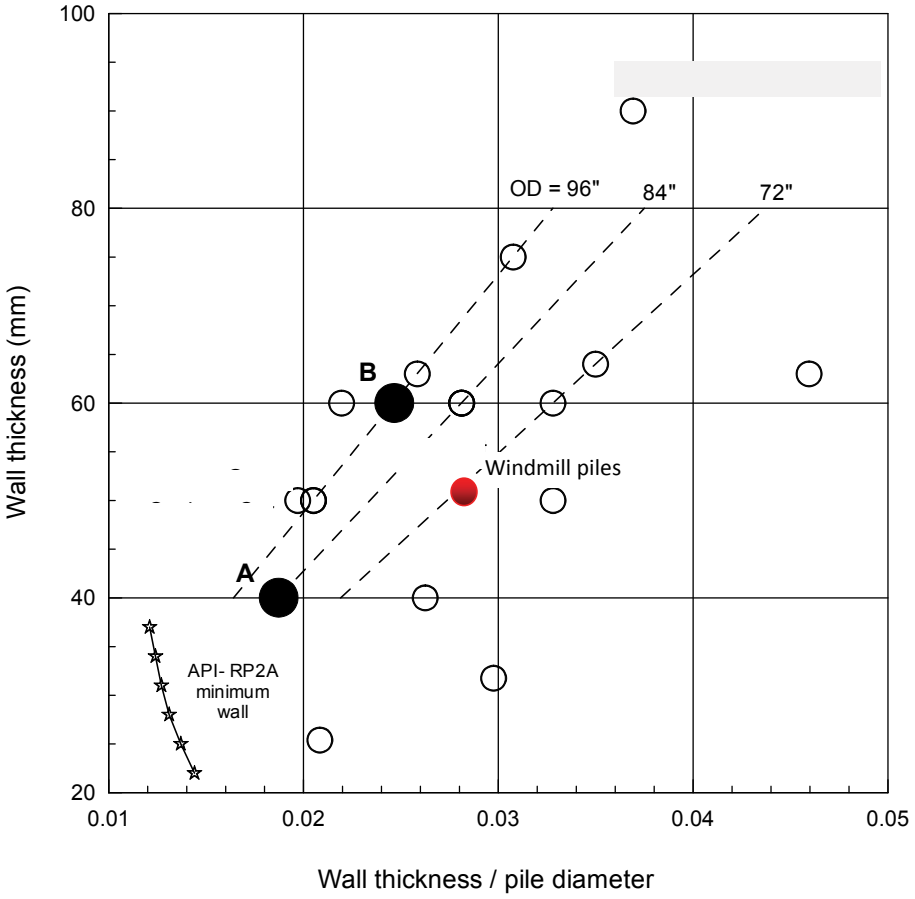
På Alpha Ventus er det installert to typer plattformer – seks jacketer og seks tårn på tripoder. Begge står på 72" diameter rammede peler. Begge typer konstruksjoner er testmøller. En mølle av hver type er instrumentert for tilstandskontroll i operasjon. Utbyggeren vil så på grunnlag av måledata avgjøre hvilken av typene som egner seg best, eventuelt har størst potensiale for optimalisering, og så bestemme seg for den virkelige utbyggingen: 80 vind-møller.

Ifølge strukturdesignere er det ikke opplagt hvilken konstruksjon som er den "beste". Begge strukturene vil måtte hanske med utmatning, og tripoden krever så mye avstivninger at vekten i dette tilfelle er større enn for jacketen.

For øvrig er det slik at en jacket som oljeplattform (hovedsaklig bølgebelastet) og som en vindmølle (vesentlig vindbelastning) kan se ganske like ut, men de har ulik karakteristikk: den bølgebelastede plattformen er i hovedsak bestemt av bruddgrensetilstanden mens vindbelastningen og dynamikken gjør at utmatningen blir avgjørende for tilnærmet hele vindmøllekonstruksjonen.

Et nytt tema har vist seg å påkalle oppmerksomhet: effekten av et stort antall belastninger ($10^9$ lastvekslinger) på forholdsvis lavt lastnivå (vindmøller skal helst ha vedvarende belastning på et moderat nivå). Vi har så langt funnet ut at dette ikke synes å stille nye krav til marginer og sikkerhetsnivå.

For øvrig er det et press på optimalisering med mål å få ned vekt og dermed slankere peler. Her holder vi igjen. På figur 11 er det vist forhold mellom pelediameter og veggtykkelse for en del oljeplattformfundamenter. De pelene vi har designet for vindmøller er også markert. Samtidig er det vist to typer peler der det bevislig har gått galt (A og B på figur 11). Disse pelene er blant de slankeste i oversikten. De pelene vi har anbefalt i vindmølleprosjektene er i overensstemmelse med peler som er anvendt for oljeplattformer.




*Figur 11* *Installerte peler for en del oljeplattformer sammen med peler dimensjonert og installert for vindmøller*

## BØTTER (SKIRTED CAISSONS)

Bøtter med skjørt er sensitive for variasjoner i grunnforhold (som gravitasjonsfundamentene også er). Gjennom et stort antall sugeankerinstallasjoner er uryddige grunnforhold nettopp de forholdene man må være på vakt for. Forenklet pleier vi å si: noenlunde homogene leire og sand profiler er greie, men for lagdelte profiler er det vanskeligere. Hovedspørsmålet er installasjon. Bøtter kan bli for følsomme for jordparametre og særlig ved utpreget variable forhold. Vi har flere ganger blitt bedt om å undersøke bruk av bøtter, men opplever ofte at det blir stilt så mange spørsmål at konseptet faller ut til fordel for rammede peler. Rammede peler er en robust konstruksjon!

Installasjon av ankere på Shelley feltet i Nordsjøen kan tjene som eksempel på hva som antagelig må til for å sikre installasjon av ankere og bøtter i lagdelte og variable profiler. Jordprofilet der var et sandlag over bløt leire. Sandlaget varierte i tykkelse og lagringsfasthet. Vår påstand var innledningsvis at å få ankerne gjennom sandlaget kunne være så marginalt at vi mente at hjelpemidler måtte til. Det var imidlertid et så stort ønske fra oppdragsgivers side å bruke sugeankere at vi måtte dimensjonere det som måtte til for å sikre installasjon.

Løsningen var design av et vanntilførselssystem. Dette er detaljert beskrevet i Aas et al (2009). Systemet er meget enkelt: idet motstanden øker utover akseptabel verdi, åpnes en ventil til utvendig hydrostatisk vanntrykk. I og med at det er undertrykk inni ankeret, strømmer vann automatisk gjennom et rørsystem til filtere ved spissen av ankerne, og motstanden mot nedpressing går ned!

Dette ser man tydelig fra målingene under installasjonsfasen på figur 12.

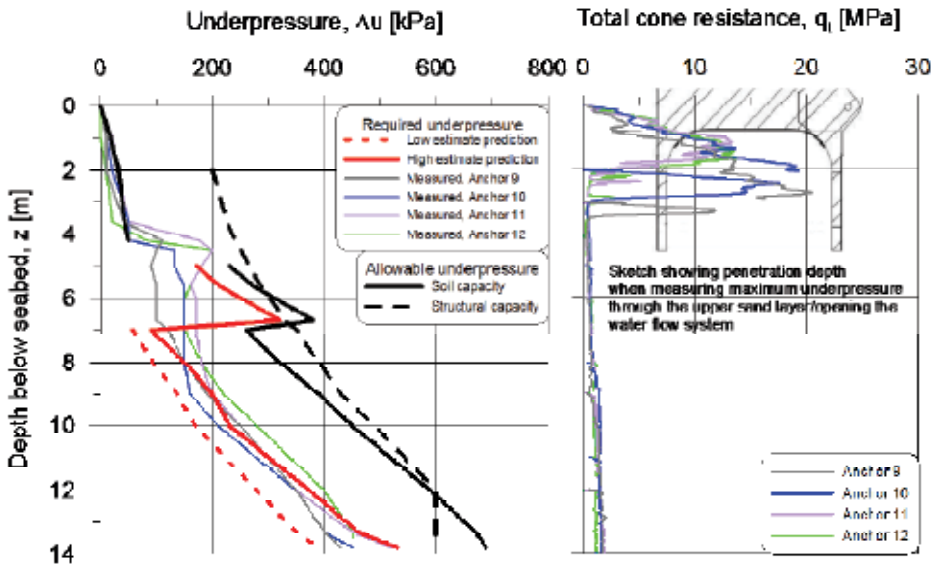


Figure 7 Cluster 3, predicted versus mearsured required underpressure, and soil/structural capacity vs. depth

*Figur 12 Installasjon av ankere på Shelley, med bruk av sug og vanntilførselssystem*

Det som er problematisk med denne type ankere i sand er et innvendig stiversystem, som vi fra tidligere ankere vet kan dra på seg mye motstand. Fra figur 12 ser man hvor ankerspissen og stiveren er idet motstanden øker på. Uten noe system mente vi motstanden kunne bli så stor at vi ville være for nær jordas kapasitet og utenfor ankerets strukturelle kapasitet (buckling). Med et vanntilførselssystem var vår estimerte motstand slik at et sug på $\leq 200$ kPa skulle være tilstrekkelig for å få ankerne ned. Målingene på figur 12 viser at dette stemte svært bra.

Noe tilsvarende vil antagelig være nødvendig for å sikre installasjon av bøttefundamenter for vindmøller i lagdelte og variable profiler.

**MONO PELER**

NGI har egentlig ikke mye erfaring. Monopeler var det man drev med i 5-10 m vanndyp og da var ikke NGI med. Når man nå beveger seg ut på dypere vann, så stilles det mer spørsmål om dette er den rette løsningen.

Men det er et faglig spørsmål som i alle fall det norske geoteknikkmiljøet synes enige om: sidestøtte fra jorda mot 4-7 m diameter peler bør beregnes med noe annet enn standard p-y kurver for peler. En "finite element" (FE) modellering av jorda må til. Man kan i og for seg bruke sidestøtte som er formulert som Winkler fjærer (p-y kurver), men de må kalibreres mot bedre modeller. Høye og lave stivheter kan være viktige.

**REFERANSER**

American Petroleum Institute, API (2007)
"Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working stress design." API RP 2A-WSD, 21st edition, Errata and supplement, 3 October 2007.

Clausen, C.J.F., Aas, P.M. and Karlsrud, K. (2005)
Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach
Paper submitted for the ISFOG-conference, Perth, Western Australia September 19-21 2005.

Karlsrud, K., Clausen, C.J.F and Aas, P.M. (2005)
Bearing Capacity of Driven Piles in Clay, the NGI Approach
Paper submitted for the ISFOG-conference, Perth, Western Australia, September 19-21 2005.

Norsk geoteknisk Forening (2005)
Peleveiledningen 2005.

Aas, P.M. and M. Saue, NGI, and J. Aarsnes, Sevan Marine AS (2009)
Design predictions and measurements during installation of suction anchors with and without water-flow system to help installation through layered soil profiles.
OTC Houston 2009, Paper 20294.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# NYTT HOVEDKONTOR FOR DnB-NOR I BJØRVIKA FUNDAMENTERING PÅ BOREDE STÅLRØRSPELER

**New head office for DnB-NOR in Bjørvika, Oslo**
**Foundation on drilled steel pipe piles**

Siv.ing. Arne T. Eigeland og Siv.ing. Andreas Berger Multiconsult AS

## SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver prosjektering og oppfølging av fundamenteringsarbeider på borede stålrørspeler på felt B11 og B12 i Bjørvika. Flere forhold gjorde at en tradisjonell fundamenteringsløsning med rammede HP-peler og stålkjernepeler ikke var egnet. Endelig løsning ble borede stålrørspeler (RD-peler) der pelenes kapasitet er beregnet som et samvirke mellom stålrøret, betong og armering. Stålrørspelene har diameter Ø508 mm og Ø711 mm, og de har en installert kapasitet varierende fra 8.000 kN til 24.000 kN.

Det har vært et særdeles utfordrende og spennende prosjekt der det har vært god og ryddig dialog mellom utbygger, prosjektledelse, rådgiver, entreprenør og leverandør.

## SUMMARY

The paper describes design and site supervision of the foundation works on site B11 and B12 in Bjørvika, Oslo. Several conditions made a traditional solution of HP-piles and steel core piles difficult. The chosen solution was drilled steel pipe piles, where the capacity is calculated as a composite between the steel pipe, the concrete and the reinforcement. The drilled pipe piles have a diameter of Ø508 mm and Ø711mm, and installed capacity varies from 8 000 kN to 24 000 kN.

The project has been very challenging and exciting, and the dialog between the client, project management, consultant, contractor and supplier has been good.

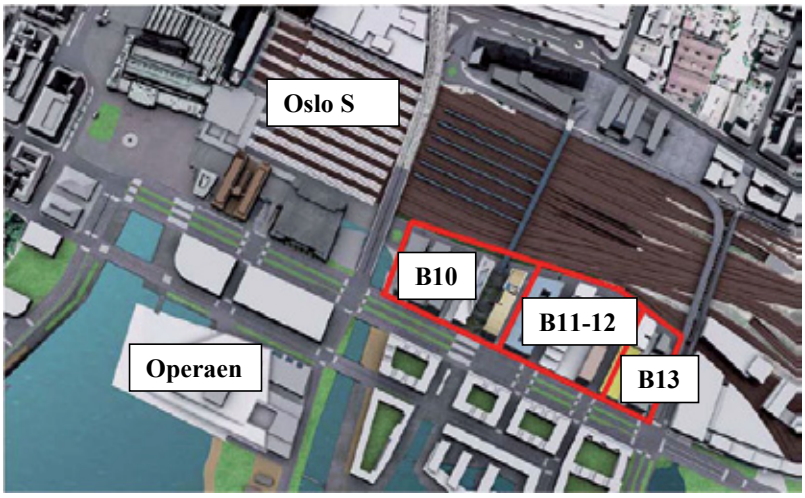
## INNLEDNING

Det er for tiden betydelig byggeaktivitet i Bjørvikaområdet. Målsettingen er å skape et helt nytt byområde midt i Oslo sentrum, helhetlig planlagt, fremtidstrettet, med urban og moderne arkitektur. Hovedgrepet i byplanen er de 7 allmenningene, dvs. fotgjengerbaserte byrom, som skal skape god tilgjengelighet til fjorden. Dette eksisterer ikke i dag.

Totalt utbyggingsområde er ca. 900 dekar. Av dette er ca. 40 % allmenninger, promenade og plasser, 20 % gatetun, og 40 % utbyggingsområde. Totalt utbyggingsareal er ca. 1 000 000 kvm. Målsettingen er å fordele arealet likt mellom bolig og næringsvirksomhet.

Oslo S Utvikling AS (OSU) er et eiendoms- og utviklingsselskap som har stor aktivitet i Bjørvika. Selskapet disponerer drøyt en tredjedel av det totale utbyggingsområdet, deriblant den såkalte "Barcode-rekken" (felt B10-B13) /1/.

Vedal Prosjekt AS har prosjekterings- og prosjektledelse, samt entreprisestyring i dette utbyggingsområdet. Prosjektet består av byggherrestyrte delentrepriser.




**Figur 1: Prosjektområdet - "Fremtidens Bjørvika" /1/**

De aktuelle byggene, "Barcode bankbyggene" ligger i område B11 – B12.

## GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene i Barcodeområdet er oppsummert i rapport "Oslo S Utvikling Bjørvika, B10-B13 grunnundersøkelser datatrapport, prosjekt 1696.2", datert 31.08. 2005 fra Geovita AS /2/ som var geotekniske rådgivere i den første delen av utbyggingen, område B10.

Løsmassene består generelt av byfyllmasser og urene masser med leire, silt, sand, treflis ned til dybder varierende opptil ca. 7 m i mektighet. Under fyllmassene er det antatt opprinnelig sjøbunn med middels fast leire.

Bergoverflaten varierer fra ca. kote -20 til kote -50. Det går en dyprenne på skrå gjennom området fra sydvest til nordøst. Det er stedvis morene over berg.

Grunnvannstanden er målt til å ligge ca. 1 – 2 m under terreng og er stigende mot nord og øst.

## PROSJEKTET

Multiconsult AS har vært engasjert som rådgivere (RIG/RIB) på store deler av Barcodeutbyggingen. Når det gjelder geoteknisk prosjektering og oppfølging på byggeplass har vi vært engasjert i felt B11 og B12. Dette utbyggingsfeltet har et areal på hele 14.300 $m^2$. Det er gravd ut for 3 kjelleretasjer under terrengnivå, noe som tilsvarer et gravevolum på ca 150.000 $m^3$. Hele "Barcode-rekken" skal ha en felles kjellerløsning. Felt B10 har 2 kjelleretasjer, og felt B11 og B12 har 3 kjelleretasjer. Arbeidene i felt B13 har ennå ikke startet opp.

Byggegropa for området B11-B12 er etablert med et arbeidsdekke på ca. kote -7,0, noe som medførte inntil ca. 9 - 11 m utgraving i forhold til omkringliggende terreng på ca. kote +2,0 i syd til ca. kote +4,0 i nord.

Utgravingen er sikret med en stålspunt bakforankret med skråstag til berg, og med stylter av rammede H-bjelker.

For å kunne få til en så dyp utgraving krevdes det en grunnforsterkning med kalk-/sement-peler. KS-pelene ble etablert i et ribbe-/rutemønster med c/c 1,5 – 2 m i store deler av gropa. Det ble etablert hele ca. 165.000 lm KS-peler og brukt ca. 7.500 tonn bindemiddel. KS-pelingen ble komplisert av at det måtte utføres arkeologiske undersøkelser og utgravinger før man fikk lov til å installere KS-pelene.

I siste gravefase ble det først gravd ned til endelig planum sentralt i grop og utstøpt en armert arbeidsplattform. Videre ble det utført seksjonsvis utgraving med suksessiv støp inn mot spunt. I alt 50 seksjonsstøper mot spunt ble utført.

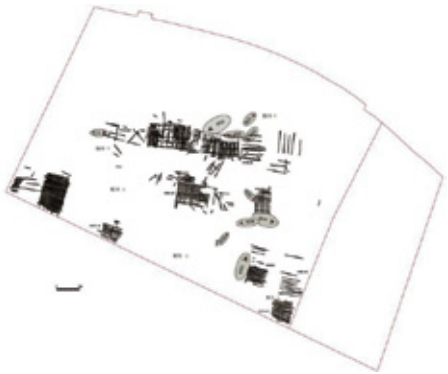
**Figur 2: August 2009 - Fundamenterings- og betongarbeider er godt i gang.**

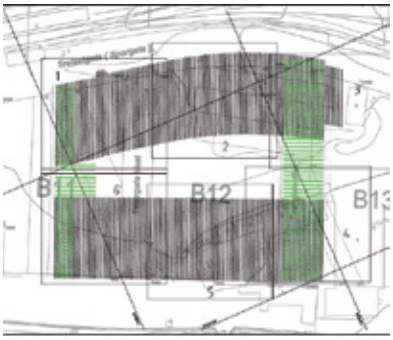
## ARKEOLOGISKE FUNN

En sentral del i prosjektet har vært arkeologiske funn. Et raskt Google-søk (”Barcode båtene”) gir hele 749 treff! Før gravearbeidene tok til var utbygger klar over at det var stor sannsynlighet for å finne forminner i grunnen. Gjennom hele grave- og sikringsentreprisen har et team fra Norsk Sjøfartsmuseum overvåket arbeidene. De første funnene dukket opp sommeren 2008, og omfanget av dette var tre båtvrak. Funnet kom ikke som noen stor overraskelse, men som sikkert enkelte lesere vet så stoppet det ikke med dette. Status etter endt utgraving resulterte i hele 15 båtfunn, foruten en mengde såkalte bolverk (laftede tømmerkasser). I tillegg ble det også gjort over 1.000 mindre enkeltfunn (flettverk, skipsdregger, ballastjord/stein, krittpiper (1.100! stk), keramikk, glass, lær mm).

Det pågår mye etterarbeid med kartlegging og sammenstilling av de omfattende funnene som er gjort. Fagfolk er svært entusiastiske, og det blir spennende å se hvordan arbeidet kan flettes inn i historiebøkene.

Figur 3 viser et oversiktskart over alle hovedfunn som ble gjort på felt B11 og B12.






**Figur 3 (t.v.): Oversikt over hovedfunn på felt B11 og B12 i Bjørvika. Over 1.000 mindre enkeltfunn er ikke inntegnet.**

**Figur 4 (t.h.): Borplan for KS-peler. Totalt 165.000 lm KS-pel og 7.500 tonn KS-materiale**

Terrengnivå til feltet ligger på mellom kote +2,0 (syd) og +4,0 (nord). Funnene ble gjort på mellom kote -1,0 og - 4,5, og dette skapte naturlig nok utfordringer både av geoteknisk og anleggsteknisk art. I tillegg har den arkeologiske aktiviteten medført betydelige merkostnader for utbygger.

Pelearbeidene ble utført fra nivå arbeidsplattform på kote -7,0, og det er ikke funnet noen forminner under dette nivået. Fundamenteringsentreprisen har dermed ikke blitt teknisk berørt av de arkeologiske funnene, men i starten var det litt utfordringer mhp. drift og logistikk. I tillegg ble selve oppstarten for fundamenteringsarbeidene forskjøvet noe, slik at fremdriften i prosjektet har vært ganske stram.

**Figur 5 (t.v.): Kraftig bolverkskonstruksjon funnet nær spuntvegg i syd under nivå for etablering av KS-peler. Bolverket ble fjernet ved seksjonsgraving og tilbakefylling.**

**Figur 6 (t.h.): Et av de mange båtfunnene på tomten. Fremgraving, registreringsarbeider og opptak av funn var en tidkrevende jobb. I tillegg var det behov for et betydelig riggapparat for å holde driften i gang, sommer som vinter.**

## VALG AV FUNDAMENTERINGSPRINSIPP

Bankbyggene A, B og C ligger sentralt i område B11 – B12. Byggene har en utforming som har medført store utfordringer mhp nedføring av laster.

**Figur 7: Modell av Bankbyggene fra venstre C, A og B /1/**

Metoder for utgraving og sikring av byggegropa for B11 – B12 måtte velges lenge før akser og fundamentløsninger for byggene var bestemt. Ribbe / rutemønsteret for kalk-/sementpelene kunne derfor ikke tilpasses fundamenteringen. Det måtte derfor påregnes at en god del av pelene ville komme i konflikt med KS-pelene.

Tiden man hadde til rådighet for fundamenteringsarbeidene var knapp, og det var tidskritisk for prosjektet å komme i gang med betongarbeidene så raskt som mulig. Spesielt i søndre

kjerne var det viktig å komme raskt i gang med betongarbeidene da dette vil styre fremdriften for resten av byggingen.

Bygningskonstruksjonen medførte at det stedvis ble svært store konsentrerte laster. På det mest opp mot ca. 24.000 kN i punktene. I en tidlig fase av prosjekteringen og før byggets utforming var på plass, ble det også tatt høyde for enda større laster. I mange av fundament-punktene er det også behov strekkforankring.

Byggene i område B10 er fundamentert på en kombinasjon av rammede HP-peler og borede stålkjernepeler og det var naturlig å tenke samme løsning for byggene i B11-B12. En slik tradisjonell fundamenteringsløsning ville imidlertid medføre mange peler og svært store, kostbare og tidkrevende pelehoder, og man valgte å se på alternativer som ikke er i daglig bruk i Norge.

På grunn av de store lastene vil selv små eksentrisiteter gi store momenter i peler, pelehoder og fundamenter, og det var da viktig å finne en løsning som kunne etableres med stor nøyaktighet også gjennom kalk-/ sementstabiliserte masser.

Rammede peler ble ansett å være uaktuelt, både pga. store laster som ville kreve mange peler, men også fordi de ville komme i konflikt med kalk-/sementpelene.

Etter vurderinger av flere alternativer ble det valgt å innhente pris på et alternativ bestående av en kombinasjon av tradisjonelle stålkjernepeler og borede pilarer. De mottatte tilbudene var relativt jevne både prismessig og teknisk.

Kynningsrud Fundamentering / Hallingdal Bergboring leverte et alternativt tilbud hvor man foreslo å benytte borede, utstøpte stålrørspeler (Ruukki RD-peler) hvor stålrøret inngår som en del av bæringen i stedet for borede pilarer hvor foringsrøret trekkes suksessivt med utstøpingen.

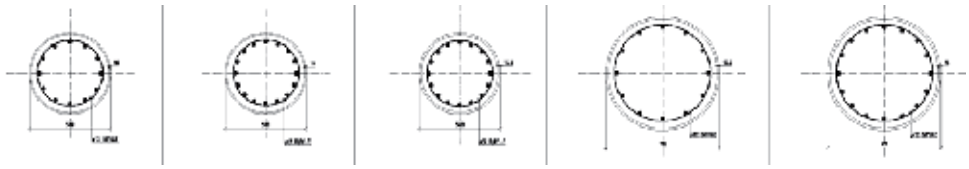
Løsningen med borede stålrørspeler var tidligere vurdert til å være en aktuell løsning, men store laster gjorde at det krevdes rørdimensjoner utover det som tidligere hadde vært benyttet. Utviklingen i prosjektet hadde imidlertid medført at de største lastene var blitt redusert og man kunne få tilstrekkelig kapasitet ved å benytte peler med diametre på hhv Ø508 mm og Ø711 mm, noe som vi hadde erfaring med fra tidligere, og som det fantes tilgjengelig borutstyr for.

Alternativet med borede stålrørspeler ble dermed totalt sett vurdert som det gunstigste. Pelene hadde tilstrekkelig kapasitet til å oppta de aktuelle punktlastene, risikoen for problemer med innboring i fjell ble ansett å være mindre enn ved borede pilarer, og metoden krevde mindre borerigger og utstyr noe som var viktig i en trang byggegrop hvor det skulle pågå mange samtidige arbeidsoperasjoner.

**TEKNISK LØSNING**

Detaljdimensjoneringen av pelene ble utført i samarbeid mellom entreprenøren - Kynningsrud Fundamentering / Hallingdal Bergboring, leverandøren av stålrørene - Ruukki, og rådgiver RIB/RIG - Multiconsult.

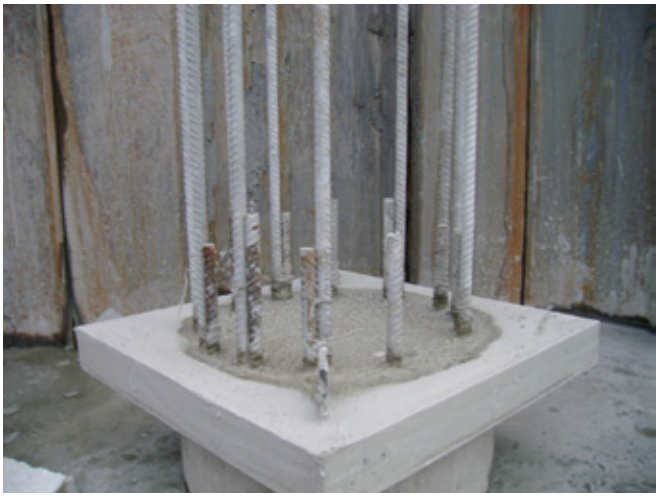
Pelenes kapasitet ble beregnet som et samvirke mellom stålrøret, betong og armering. Totalt ble det for bygg A valgt å benytte 5 varianter av borede stålrørspeler med varierende godstykkelse og stålkvalitet, armeringsmengde og diameter:




**Figur 8: RD-peler**

Pelene har en installert kapasitet varierende fra ca. 8.000 kN til ca. 24.000 kN.

Armeringen er ført opp i overliggende pelehode og kraftoverføringen til stålrøret er ivaretatt ved å legge en kraftig stålplate på toppen av røret.



**Figur 9: Ferdig utstøpt RD-pel med topplate.**

For å sikre bæreevnen er alle pelene boret minimum 1,5 m inn i godt berg. I de pelene som også skal ta strekk er det satt en stålkjerne sentrisk i den nederste delen av pelen og boret i nødvendig lengde inn i berg under RD-røret.

I tillegg til RD-pelene ble det valgt å benytte stålkjernepeler med diameter Ø 150 mm og Ø 180 mm der hvor lastene var begrenset. De fleste av disse er utført for å kunne ta strekk.

## OPPFØLGING AV ARBEIDENE

Fundamenteringsarbeidene startet opp i mai 2009. Entreprisen for bankbygg A som nå er ferdigstilt, omfattet i alt etablering av 240 peler fordelt på 147 stålkjernepeler og 93 borede stålrørspeler (RD-peler dim Ø508/Ø711). Pelelengdene varierte mellom ca. 15 og 40 m.

Naturlig nok var det knyttet en del utfordringer rundt etableringen av RD-pelene. Entreprenøren hadde ikke boret så store dimensjoner i så stor skala før, og det ble en innkjøringsperiode av utstyr og rutiner før produksjonen kom ordentlig i gang.

Utstøping av RD-peler startet opp i slutten av juli måned.

Støpeprosedyrene ble utarbeidet i samarbeid mellom entreprenør og rådgiver. Prosedyren omfattet i korte hovedtrekk krav til rensk/kontroll av fjellfot/innlekkasje, krav til utførelse av utstøping, samt tiltak for avvik i prosedyre.

Arbeidene ble tett fulgt opp både på byggeplassen og på kontoret, og med et tett og godt samarbeid mellom utbygger/prosjektledelse, entreprenører og rådgivere, noe som vi mener var en forutsetning for å kunne gjennomføre et slikt prosjekt med et godt resultat.

Gjennom hele utførelsesfasen har Multiconsult AS hatt løpende kommunikasjon med utførende. Det har vært ukentlige tekniske møter, foruten oppfølging på byggeplass. Erfaringer fra dette har vært meget gode. I et såpass krevende prosjekt ser vi nytten av å ha vært med i hele prosessen, og ikke minst i tillegg å være med helt i oppstarten av de ulike arbeidsoperasjonene. På denne måten har vi vært bedre i stand til å påpeke viktige prinsipper, avklare spørsmål, fange opp avvik/endringer og uregelmessigheter, og i samarbeid med entreprenør funnet løsninger.

Entreprenøren har benyttet kvalifiserte fagfolk i alle ledd. Det er benyttet forskjellig personell på boring, rensk/kontroll og montering/utstøping. Selv om det krever mer koordineringsarbeid med 3 forskjellige aktører, ser vi det likevel på dette som en fordel i og med at de ulike operasjonene krever spesialkompetanse. Boring er utført av Hallingdal Bergboring AS, rensk og kontroll av fjellfot/foringsrør er utført av Kynningsrud Fundamentering AS, mens utstøping er utført av Veidekke ASA.

### Kontroll på byggeplass

Byggeplasskontrollen har kort oppsummert bestått i følgende:

- Utvidet kontroll av utsetting av peler: Det ble benyttet to uavhengige landmålere for å kontrollere utsetting i tillegg til vanlig innmåling av ferdig montert pel.

- Kontroll av boring:
  - Kontroll av at det ikke bores med for høyt trykk.
  - Kontroll av borkaks etter ferdig boret pel.

- Støpeprosedyre RD-peler:
  - Kontroll innlekkasje av vann.

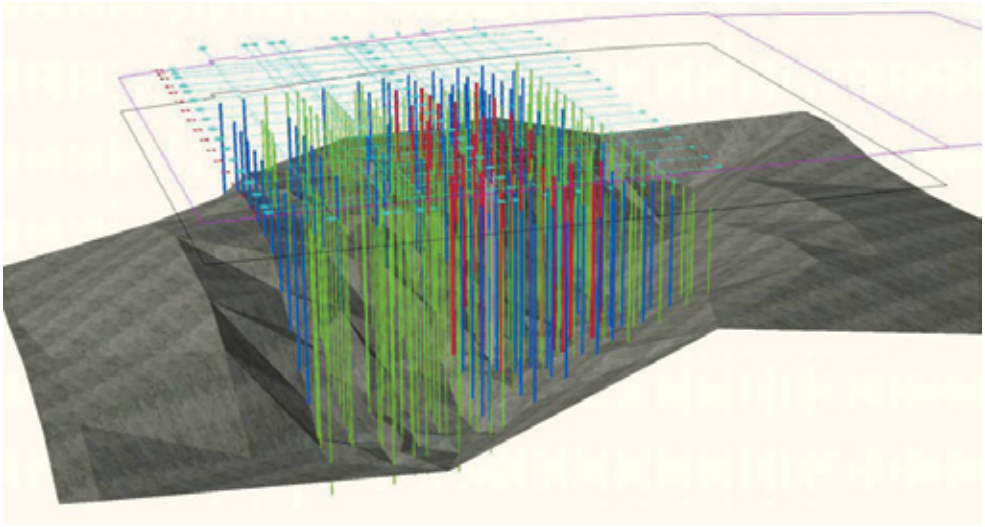
- Kontroll av fjellfot før utstøping vha fallodd/ kontroll av spylevann fra ejektorpumpe.
- Utstøping iht. støpeprosedyre: Støpeslange fylles med betong før nedsenking til bunn pel. Slangen skal være neddykket i betong under hele støpen. Dette ble kontrollert vha. lodding av støpefront i tillegg til telling av pumpeslag for hver støpeetappe.
- Visuell kontroll av betong som ble pumpet over topp pel.
- Kontrollere at støpeleder førte protokoll for hver pel.
- Byggeplasskontroll av betong.  Det ble tatt prøveterninger for hver 5. pel.

**Figur 10: Oppfølging på byggeplass - boring og støpeprosedyre for RD-peler (undervannsstøp).**

## Kontroll på kontoret

Som for en tradisjonell pelejobb, ble protokoller for boring, montering og utstøpning fortløpende oversendt byggleder og geoteknisk rådgiver.

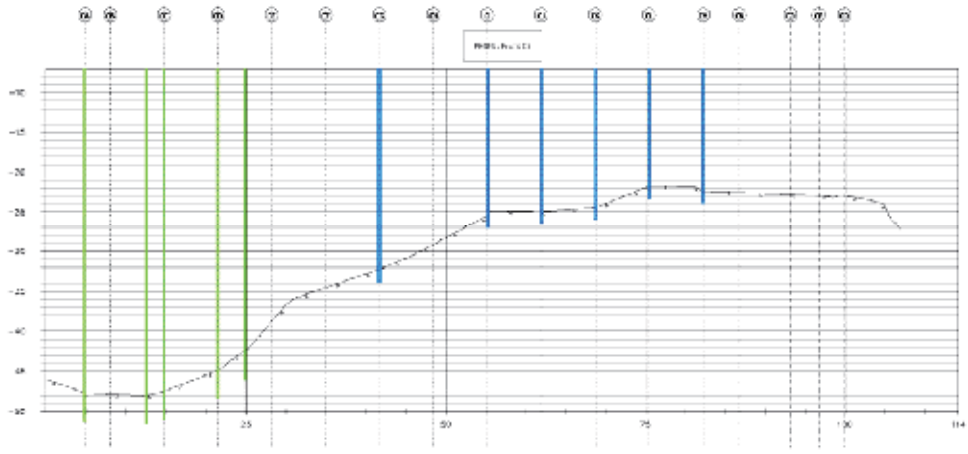
Pelene vil bli belastet med store laster, og det er det viktig å ha kontroll med at pelene ikke stopper i morene, ikke blir stående på skrenter eller at de ikke bores langt nok inn i berg. For å kunne følge opp dette ble det etablert en 3D terrengmodell av bergoverflaten og pelene.



**Figur 11: 3D modell.**

Terrengmodellen ble fortløpende oppdatert med data fra protokollene og pelene lagt inn i modellen etter hvert som de ble boret. Registrert morene fra boringen ble også lagt inn i modellen.

Det ble generert profiler i alle akser både i lengde- og tverrretning av byggene slik at man hele tiden hadde kontroll med pelelengder og nødvendige innboringsdybder i berg. Resultatene ble meddelt tilbake til byggeplassen slik at entreprenøren kunne velge mest mulig riktige rørlengder og være forberedt på evt. "problemområder".



**Figur 12: Profil med bergoverflate og borede peler.**

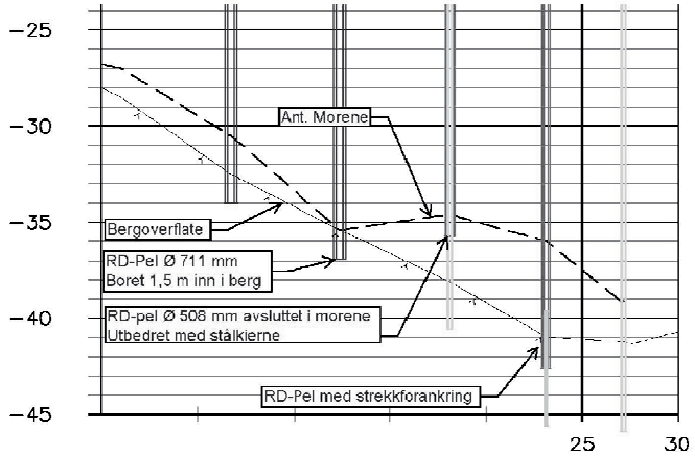
## PROBLEMER

For de aller fleste pelene gikk arbeidene svært bra og uten problemer.

Terrengmodellen indikerte imidlertid at et par av RD-pelene stod nær en fjellskrent eller på en fjellhylle. For å verifisere at pelene hadde tilstekkelig bergvolum rundt spissen og dermed bæreevne, ble det utført supplerende fjellkontrollboringer rundt disse.

En av RD-pelene kilte seg i morenelaget, og det kunne ikke dokumenteres at pelefoten var boret tilstrekkelig inn i berg. Terrengmodellen viste også tydelig at pelen var kortere enn det man skulle vente ut fra en antatt bergoverflate.

"Heldigvis" var dette en pel av type RD1 som er forholdsvis lite belastet – ca. 8.000 kN, og en stålkjerne med diameter Ø220 mm ble boret gjennom senter av RD-pelen og inn i berg.




**Figur 13: Utsnitt ved problempel.**

## TING Å TENKE PÅ - FORBEDRINGSMULIGHETER

Arbeidene med å bore, tømme og renske RD-pelene genererer en mengde slam. I en trang byggegrop med flere samtidige entrepriser og entreprenører er håndtering av slammet en utfordring, og noe man må tenke gjennom før man beskriver en slik løsning.

Det viste seg også at 5 ulike typer RD-peler som ble benyttet for bygg A, var for mange og var krevende med hensyn på både logistikk og lagringsplass på området. Antall varianter er derfor senere redusert. Erfaringen fra dette prosjektet tilsier at man nok bør begrense antall varianter til 2 – 3.

Når det gjelder dimensjoner så var de var de valgte rørdimensjonene Ø508 mm og Ø711 mm ideelle. Tilgjengelig borutstyr i Norge er gir en øvre begrensing på ca. Ø800 mm, og mindre enn Ø500 mm vil kunne gi utfordringer med rensk og utstøping. Dersom pelene også skal ta strekk vha en sentrisk stålkjerne, bør ikke diameteren være mindre enn Ø508 mm. Store rørdimensjoner er tidkrevende mhp rensk.

Godstykkelser på 10 – 16 mm som benyttet i dette prosjektet er ok. Man kan få rør med godtykkelse opp til 20 mm, men dette er ikke standard. Mindre godstykkelse enn 10 mm bør ikke benyttes pga transport. Det bør også stilles strenge krav til toleranser mhp ovalitet for ikke å skape problemer med skjøting. I den sammenhengen er det også viktig å tenke på håndteringen av rørene i alle ledd fra fabrikk til installasjon.

For å opprettholde de strenge toleransene til horisontalavvik vil det være nødvendig å etablere pelene fra et støpt arbeidsdekke som det er kjerneboret gjennom slik at man får en god styring av pelen i toppen.

Maksimale pelelengder bør begrenses til 50 – 60 m med det utstyret som finnes tilgjengelig i dag. Selv om det nok enkelt lar seg gjøre å bore dypere, vil utstøping av en mer enn 50 m lang pel bli svært utfordrende.

Et innspill fra entreprenøren var at det må beskrives riktig borsystem. I dette tilfellet er det benyttet symmetrisk boring med engangs ringkroner. Det er også viktig at det benyttes anerkjente borsystemer og at man ikke uten videre godtar at det billigste er godt nok. Her har nok vi som rådgivere en utfordring når det gjelder å lage gode beskrivelser.

Boring gjennom kalk-/sementsatbilisert leire går greit, men tar tid. Utfordringen ligger i at det som i dette tilfellet blir mange ulike materialer å bore gjennom. Her 4 ulike materialer - KS-peler, leire, morene og berg, noe som i prinsippet krever 4 ulike borsystemer.

## SLUTTKOMMENTAR

En stor takk til utbygger, prosjektledelse, entreprenører og leverandør for et godt samarbeid og vilje til å se på alternativer.

## REFERANSER

1. www.osu.no - hjemmeside til utbygger Oslo S Utvikling AS

2. Geovita AS: Oslo S Utvikling Bjørvika, B10-B13 grunnundersøkelser datatrapport, prosjekt 1696.2", datert 31.08. 2005.

# GJENVINNINGSANLEGG FOR UTRANGERTE OLJE-PLATTFORMER PÅ VATS

**Decommisioning plant for outdated offshore installations at Vats**

Siv. ing. Gry Brattensborg, Norconsult AS
Siv. ing. Trude Nyheim, Norconsult AS
Siv. ing. Arne Engen, Norconsult AS

## SAMMENDRAG

I Vats er det bygget et anlegg for gjenvinning av oljeinstallasjoner fra Nordsjøen. Det er tatt ut fjellskjæring, fylt ut steinfylling i sjøen og bygget kaier for å få nok landareal til å kunne ta i mot løftefartøyene som skal levere oljeinstallasjonene.

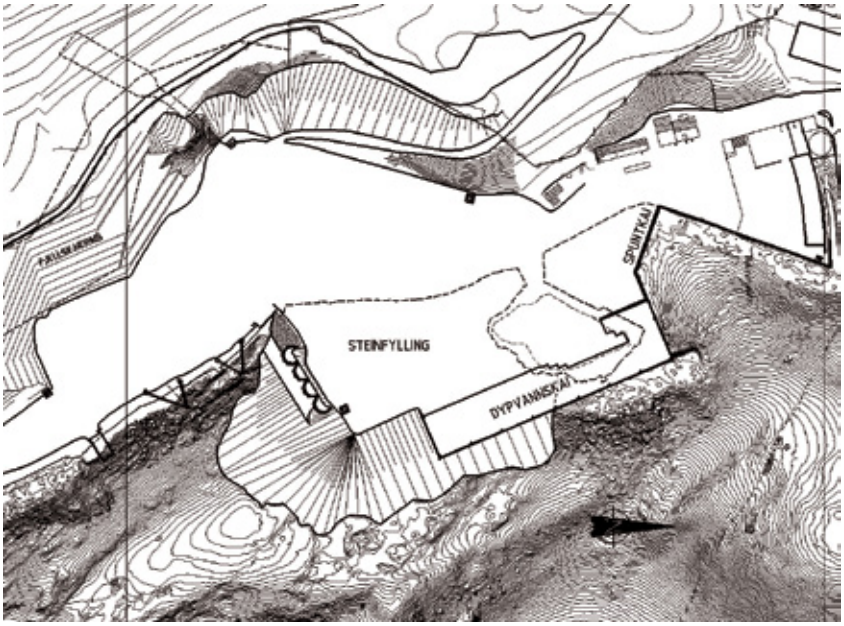
## SUMMARY

At Vats a decommisioning plant for offshore installations from the North Sea has been built. The works included large volumes of rock blasting and rock-fills to achieve enough surface area. Shallow and deep quays have been constructed for heavy lifting vessels.

## INNLEDNING

AF Gruppen ved AF Decom Offshore har etablert et anlegg for gjenvinning av utrangerte oljeinstallasjoner i Vats i Vindafjord kommune, Rogaland. Gjenvinningsanlegget er bygget på tidligere Norwegian Contractors' område for sammenkobling av oljeplattformer før utsleping til Nordsjøen. AF Decom leier området av kommunen. AF Decom har hatt virksomhet ved anlegget siden 2004 / 2005. Det er investert betydelige beløp i å utvikle og bygge ut et moderne mottaksanlegg. Det er sprengt ned fjell i bakkant, fylt ut i sjøen og bygget kaier, slik at areal med fast dekke for opphugging, sortering og mellomlagring utgjør 73.000 $m^2$. Anlegget skal bl.a. ta imot 13 utrangerte plattformer fra Ekofiskfeltet i løpet av de neste 5 år. Av stålplattformer som leveres anlegget, ressursgjenvinnes 96 – 98 %. I år resirkuleres fire oljeinstallasjoner.

Mesteparten av utbyggingen i Vats er utført på 1 ½ år, fra januar 2008 til juni 2009. Utførende entreprenør har vært AF Anlegg Havn.




Figur 1 Situasjonsplan av deler av anlegget, fjellskjæring, steinfylling og kaier

Bilde 1 Anlegget med dypvannskai, spuntkai og fjellskjæringen bak

Bilde 2 Del av stålunderstell som er fraktet til anlegget

## GRUNNFORHOLD

Det er utført grunnundersøkelser i området i flere omganger. Mesteparten av undersøkelsene er utført ute i fjorden. Det har vært utført ulike typer sonderinger, tatt opp prøver samt utført sjøbunn- og løsmassekartlegging med akustisk profilering. I tillegg er det utført dykkerundersøkelser for å kartlegge bunnforholdene i et parti med særlig steil helning.

Grunnforholdene består i grove trekk av et lag av sand / gytje over morenemasser til fjell. Det er varierende løsmassemektighet. Enkelte steder er det bart fjell ved sjøbunnen. Det er størst løsmassemektighet i området ved spuntkaien. Data fra ramming av spunten, viste at fjellnivå dels ligger lavere enn kote -18. Ved steinfyllingen i sør er det registrert mektighet av morenelaget på opp til ca. 10 m.

Vanndybdene er inntil ca. 36 m i området for dypvannskaia og 42 m for utfyllingen utenfor dypvannskaia. Sjøbunnen faller av videre utover i fjorden.

## UTFYLLING I SJØ

Det er fylt ut ca. 400.000 $m^3$ stein, mesteparten i vika sør for Raunesholmen. På grunn av at det var avdekket forurensede masser i bunnsedimentene, ble sjøbunnen tildekket med fiberduk overfylt med pukklag før selve fyllingen ble lagt ut. Det ble også benyttet siltgardin for å redusere spredning av forurensning ved fyllingsarbeidene. Steinfyllingen ble lagt ut fra lekter opp til kote -5. Over dette nivået ble fyllingen lagt ut fra tipp på land. Steinfyllingen ligger med skråningshelning 1:1,4 ned til kote -25. På dette nivå er det en 6 m bred hylle. Ved større dybder ligger fyllingen med brattere helning. Det er benyttet sprengstein tatt ut fra fjellsiden bak fyllingsområdet. Bergarten i området er gneis og anses som godt egnet i fylling. I den ytre delen av fyllingen der dypvannskaien er anlagt, ble det benyttet sprengstein med krav til maks. steinstørrelse 0,5 m for å unngå problemer med ramming av stålrørspeler for kaien. I fyllingen for øvrig er største steinstørrelse 1 m.

Foto: AF Anlegg Havn

Bilde 3 Fjellskjæring i bakkant, utfylling fra lekter

Fyllingsmektigheten er på det meste ca. 38 m. For å redusere fremtidige egensetninger i fyllingen, ble det utført dypkomprimering med fallodd. Til komprimeringen ble det benyttet to ulike lodd; lodd med vekt 42 tonn og fallhøyde 28 m og lodd med vekt 22 tonn og fallhøyde 12 m. Dypkomprimeringen ble utført ved fyllingsnivå på ca. kote +2,5. Det ble komprimert med rutenett på 4 x 4 m med 8 – 10 dropp i hvert punkt. Det ble utført et primærnett, et sekundærnett og et tertiærnett alle med 4 x 4 m og forskjøvet 2 m i forhold til foregående nett. Etter utførelse av hvert nett ble det tilført masser og planert før komprimering med neste rutenett.

Bilde 4 Dypkomprimering med fallodd

Det er utført erosjonssikring av fyllingsskråningen med plastringsstein med vekt 750 - 1500 kg lagt ut i to lag. Ned til kote -10 er det lagt 0,5 m filterlag under plastringen.

Topp fylling er anlagt med fall bakover. Det er lagt en tett polyetylenmembran i øvre del av bærelaget. Membranen skal lede overflatevann og evt. forurensning fra mottatte oljeinstallasjoner mot bakre del av fyllingen hvor det dreneres til drensledninger og drenskummer. Alt vannet som kommer på overflaten skal føres til et nybygd renseanlegg. Ved kraftig nedbør har imidlertid ikke renseanlegget kapasitet til å ta imot alt vannet. Det er derfor sprengt ut et fordrøyningsbasseng i berg med kapasitet på 10.000 $m^3$.

## DYPVANNSKAI

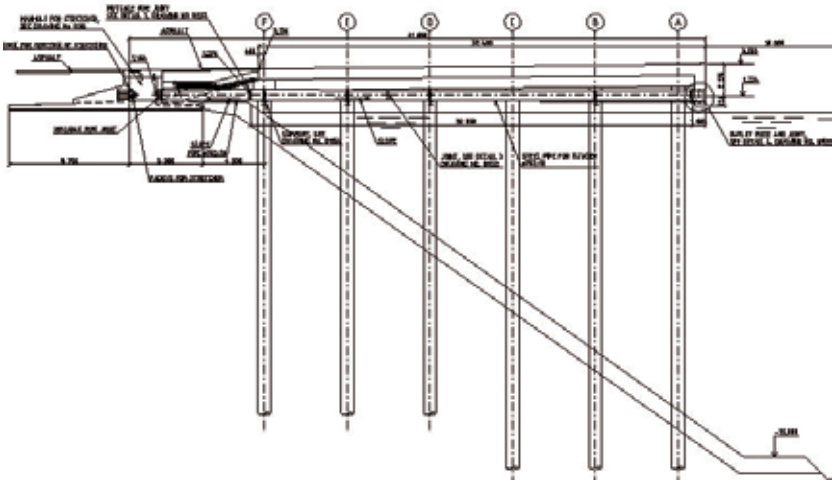
Utenfor steinfyllingen og inn mot Raunesholmen er det bygget en dypvannskai med lengde av kaifront på 183 m og bredde 32 m. Vanndyp ved kaifront er 23 m. Kaien er dimensjonerte for store nyttelaster, 10 tonn/$m^2$. Dypvannskaien er bygget for å kunne ta i mot to av verdens største kranfartøy, Heerema's Thialf og Hermod. Ved dypvannskaien skal de kunne ankre opp og sette på land oljeplattformene som skal gjenvinnes.

Kaien er fundamentert på stålrørspeler rammet gjennom steinfylling, stålrørspeler innmeislet direkte på utsprengte berghyller og på pillarer på berg. Som beskrevet over, var det benyttet maks. steinstørrelse på 0,5 m i sprengsteinsfyllingen i området ved dypvansskaien. Det ble benyttet peler med dimensjon Ø914x16 mm. De bakre pelene for kaien ble rammet inntil 28 m gjennom steinfylling. Pelene ble rammet med akselerert fallodd med vekt 9 tonn. Det viste seg å ikke være problemer med ramming gjennom fyllingen. Det var ikke nødvendig med hard ramming gjennom steinmassene. Entreprenøren valgte å ikke fordyble pelene før innmeisling, selv ved bratt fjellhelning. Det viste seg at det ikke var problemer med skrens ved innmeislingen. Det er rammet 155 peler med samlet lengde ca. 4000 m.

I deler av området ved Raunesholmen er det svært steil fjellhelning. For enkelte peler i dette området ble det etter ramming til berg, boret for og installert en kraftig stålkjernepel gjennom pelespissen. Stålkjernen hadde diameter 220 mm og ble boret ca. 8 m inn i berg.

Kaien er dels bygget på selve Raunesholmen. Det viste seg å være utfordrende da berget sprakk opp mer enn forventet ved sprengning. Det medførte mye undervannssprengning og tilpasninger mot berg. Etter sprengning ble det nødvendig å justere designen flere ganger. Bygging av dypvannskaien inn mot holmen tok dermed lenger tid enn antatt.

Bilde 5 Peler for dypvannskai



Figur 2 Dypvannskai på peler, typisk snitt

## SPUNTKAI

Nord for Raunesholmen mellom dypvannskaien og eksisterende spuntkai, er det bygd en ny spuntkai. Vanndybden ved kaifront skal være minimum 6 m.

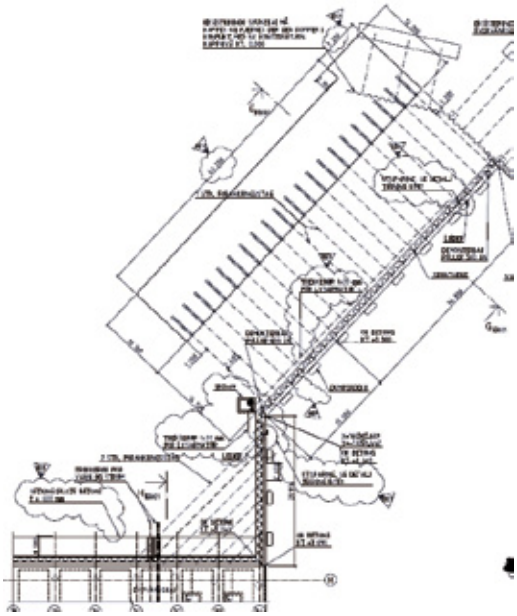
Spuntkaien er dimensjonert ved bruk av elementprogrammet Plaxis samt supplerende håndberegninger. Momenter og krefter i spunt og avstivning er beregnet ved bruk av karakteristiske jordparametre, og så multiplisert med en ekvivalent modellfaktor på 1,4. Nødvendig spuntlengde for å hindre at spuntfot sparker utover ved dimensjonerende belastning inkludert laster på terreng bak kaien, er funnet ved stabilitetsanalyser med dimensjonerende jordparametre inkludert en materialfaktor på 1,4.

Spuntkaien er avstivet med permanente strekkstag bakforankret i en friksjonsplate. Strekkstagene er av dimensjon Ø63,5 mm, stålkvalitet S555, montert i hver andre spuntbuk. Stagene korrosjonsbeskyttes ved at de blir plassert inne i korrugerte plastrør som senere injiseres. Plastrørene legges inne i et større rør med diameter Ø300 mm for å kunne kompensere for setninger i de naturlige morenemassene når det fylles opp bak spuntveggen. Friksjonsplata er ca. 10 m bred med en overfylling på ca. 2,5 m.

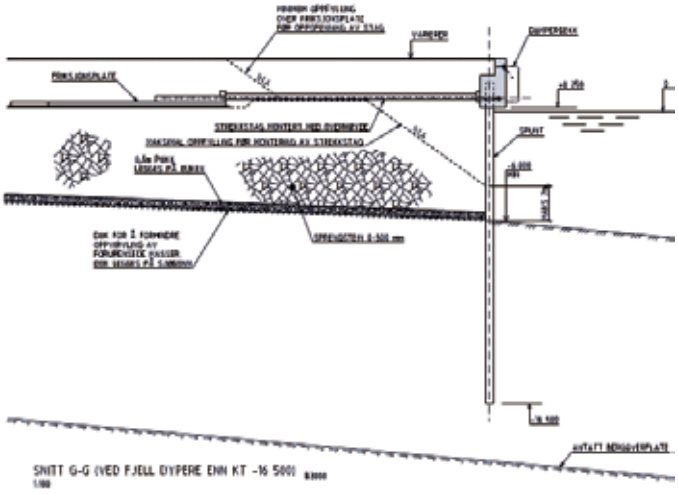
Inn mot dypvannskaien ved Raunesholmen er det vanskelig å forankre spunten med stag til en friksjonsplate, siden spuntveggene i plan her står 90 º på hverandre. Det er derfor valgt å avstive denne delen av spuntveggen ved å sette stag med vinkel 45º mellom de to spuntveggene i hjørnet. På grunn av mindre kapasitet for stag med vinkel 45º, installeres det på dette partiet doble stag i hver andre spuntbuk.

Spuntveggen er av type Larssen 607 n med motstandsmoment $W_x$ = 3200 $cm^3$/m. For å sikre spunveggen mot korrosjon, blir den beskyttet ved hjelp av offeranoder.

Det er satt krav til arbeidsrekkefølge ved bygging av kaien, slik at spuntveggen ikke får for stor belastning før stagene er montert og forankret i friksjonsplaten med overfylling. Under er det vist hvordan den nye spuntkaien er utformet i plan og snitt, samt et bilde hvor kaien nesten er ferdig bygget.



Figur 3 Spuntkai, plan




Figur 4 Spuntkai, typisk snitt

Bilde 6 Forankringsstag og forankringsplate bak spuntkai

## UTFORDRINGER I PROSJEKTET

Hovedutfordringen i prosjektet, både for konsulenten og entreprenøren, har vært den korte byggetiden for det omfattende volum av arbeid som skulle utføres. Anleggsstart var i januar 2008. Anlegget måtte ferdigstilles til juni 2009 etter bare 1 ½ års byggetid, slik at den første leveransen fra Ekofiskfeltet kunne tas i mot. Ellers, at dypvannskaien delvis er plassert på Raunesholmen, førte til mye undervannssprengning og tilpasninger ved holmen. Etter sprengning viste det seg å være nødvendig å justere designen flere ganger. I tillegg var det vanskelig fjellforhold på holmen. Fjellet sprakk opp mer enn forventet ved sprengning, dette førte til at bl.a. pelearbeidene tok lenger tid enn planlagt.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2009

# FRYSEFUNDAMENTERING PÅ SVALBARD – 20 ÅRS ERFARINGER

## Foundation design in Svalbard by artificial cooling – 20 years experience

Dr.ing. Arne Instanes, INSTANES POLAR AS
Siv.ing. Johanna Lohne Rongved, SWECO Norge AS

## SAMMENDRAG

Frysefundamentering på permafrost har vært benyttet på Svalbard siden 1986. Prinsippet bygger på direktefundamentering på fylling, isolert gulv på grunn og bruk av et varmepumpesystem for nedkjøling av grunnen under bygget. Metoden er spesielt fordelaktig når fundamentlastene er store, kravet til langtidsdeformasjoner er strenge og byggegrunnen består av is-rik, saltholdig marin silt og leire. Metoden er også svært attraktiv for å forhindre negative konsekvenser knyttet til eventuelle klimaendringer. Varmepumpesystemet blir dimensjonert for å senke temperaturen i grunnen til en spesifisert temperatur. Varmen som frigjøres fra grunnen, brukes til oppvarming av bygget. Både fra et teknisk og økonomisk synspunkt er metoden fordelaktig sammenlignet med andre fundamenteringsteknikker, som for eksempel peler.

## SUMMARY

Foundation design using a heat pump cooling system has been used in Svalbard since 1986. These types of foundations require insulation material underneath the concrete floor slab and a cooling system underneath the insulation to prevent thawing of the underlying ice-rich permafrost. This type of foundation design may also be beneficial to mitigate the effect of possible future climate warming on the structure. The heat pump cooling system presented in this paper is designed to decrease the temperature of the permafrost foundations soils to a design value. The heat extracted from the ground is used for heating of the building above. The foundation system has been installed at several locations in Longyearbyen and Sveagruva in Svalbard over the last 20 years. From our point of view the foundation design presents an attractive alternative to pile foundations both from an economical and a technical point of view. The paper describes in detail the foundation design using heat pumps, including case studies and cost comparison with conventional pile foundations of the frozen ground.

## 1. INNLEDNING

Fundamentering på Svalbard har tradisjonelt vært utført på en slik måte at varme fra bygget ikke skal trenge ned i grunnen og varme opp, eller i verste fall tine permafrosten. Dette gjøres i hovedsak ved at bygget heves over terrengoverflaten ved hjelp av peler eller grunne fundamenter, se Figur 1.

*Figur 1 Fundamentering på betongpeler, Blåmyra, Longyearbyen*

Vann- og avløpsledninger til og fra bygget blir isolert og festet under det isolerte gulvet. På denne måten unngås det at varme fra bygget varmer opp og eventuelt tiner permafrosten. I 1984 ble det utviklet en ny fundamenteringsmetode som har en rekke fordeler sammenlignet med tradisjonelle fundamenter. Denne artikkelen beskriver metoden og de erfaringen man har så langt. Spesiell vekt er lagt på prosjektering av det nye Kulturhuset i Longyearbyen som skal stå ferdig i 2010.

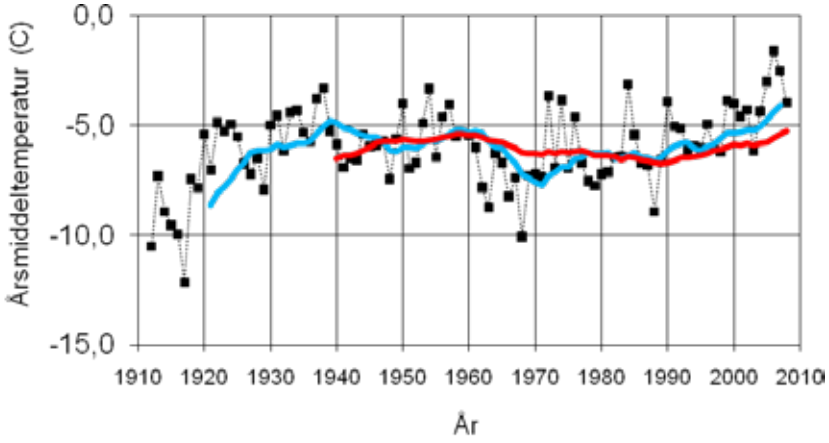
## 2. KLIMA

Figur 2 viser årsmiddeltemperaturen for Longyearbyen i perioden 1912 til 2008. Den meteorologiske stasjonen ble flyttet fra Longyearbyen til flyplassen på Hotellneset i 1975. Normal (basert på perioden 1961-1990) årsmiddeltemperatur for Svalbard lufthavn er -6,7 °C. Årsmiddeltemperaturen har steget til -5,4 °C basert på siste 30-årsperiode 1989-2008. Det fremgår fra Figur at årsmiddeltemperaturen i Longyearbyen har variert en god del gjennom det siste århundre, men viser en stigende trend siden 1990. Årene 2005, 2006 og 2007 var uvanlig varme år med årsmiddeltemperatur på henholdsvis -3,0 °C, -1,6 °C og -2,5 °C.

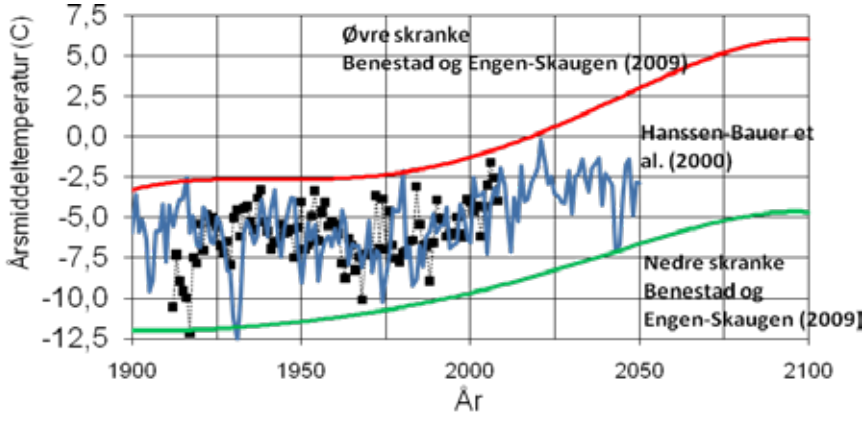
*IPCC (2007)* har estimert at global middeltemperatur vil øke med +1,1 °C til +6,7 °C frem til år 2100 sammenlignet med perioden 1980-1999. Det er forventet større temperaturøkning ved polene enn nær ekvator. Figur 3 viser forventet temperaturøkning i Longyearbyen frem mot år 2100 basert på nedskalerte klimamodeller (*Benestad og Engen-Skaugen, 2009; Hanssen-Bauer et al., 2000*). Figur 3 viser at det forventes en årsmiddeltemperatur på -2,5 °C i 2050 (øvre og nedre skranke henholdsvis +3,0 °C og -6,7 °C) økende til +0,8 °C i 2100 (øvre og nedre skranke henholdsvis +6,0 °C og -4,7 °C). Den blå kurven i Figur 3 viser en mulig utvikling av årsmiddeltemperaturen basert på en nedskalert klimamodell (*Hanssen-Bauer et al., 2000*).

På grunn av usikkerhet knyttet til fremtidig global oppvarming og medførende oppvarming av permafrost i Arktis, er det fordelaktig å anvende fundamenteringsteknikker som bidrar til å

opprettholde temperaturen i grunnen eller kjøle ned grunnen gjennom bygget eller konstruksjonens levetid.




*Figur 2* *Årsmiddeltemperatur i Longyearbyen*
*Blå kurve: 10-års glidende middel, rød kurve: 30-års glidende middel*




*Figur 3* *Forventet utvikling i årsmiddeltemperatur for Longyearbyen*

## 3. FUNDAMENTERINGSMETODER

I permafrostområder er det utviklet spesielle fundamenteringsteknikker for å ta hensyn til frossen, is-rik grunn (*Andersland og Ladanyi, 1994*) Imidlertid kan konvensjonelle fundamenteringsteknikker som brukes for ufrosset materiale, anvendes når grunnen består av materialer som er stabile ved tining. I prinsippet trenger man da ikke å ta hensyn til at det er permafrost i grunnen. Oppvarming og smelting av permafrost kan aksepteres, men det er en forutsetning at faseovergangen fra is til vann foregår uten at grunnen får vesentlige

volumendringer eller økte poretrykk. Typisk er dette mulig hvis det fundamenteres på sprengsteinsfylling, grus og grov sand, og berggrunn uten is i sprekker og hulrom.

Hvis det er fare for at grunnen blir ustabil ved tining, må det sørges for at fundamentering utføres på en slik måte at grunnen ikke varmes opp. Frem til ca 1980 var det i Longyearbyen da vanlig å fundamentere på stripefundamenter eller punktfundamenter av betong, plassert med underkant fundament lavere enn maksimal dybde på det aktive laget. Dette medførte ofte ressurskrevende utgraving i frosset materiale, og behov for å sprenge seg ned til ønsket nivå. En annen metode er å masseutskifte is og ustabile materialer hvis de er av begrenset utstrekning.

I 1980-81 utviklet siv.ing Bjarne Instanes i samarbeid med Atlas Copco AS en borerigg til forboring av pelehull med diameter 350 mm og lengde 10 til 12 meter (*Instanes, B., 2000*). Dette revolusjonerte fundamenteringsarbeidene på Svalbard, og gjorde det mulig å installere prefabrikerte peler i forborete hull. Metoden er fortsatt den dominerende fundamenteringsteknikken på Svalbard. Trepeler blir brukt for mindre bolighus og brakker, mens betong og stålpeler brukes for tyngre konstruksjoner.

Ved spesielt vanskelige grunnforhold, som saltholdig og is-rik grunn nært smeltepunktet, kan det være nødvendig å kjøle ned grunnen for å øke bæreevnen og minske setningspotensialet. Metoden er spesielt fordelaktig når fundamentlastene er høye, kravene til langtidsdeformasjoner er strenge og grunnforholdene er vanskelige.

I Ny-Ålesund, Longyearbyen og Sveagruva er det ikke uvanlig å påtreffe marin, is-rik, saltholdig silt og leire (*Furuberg og Berggren, 1988; Instanes, A. og Instanes, D., 1999*). Dette gjør at det må tas spesielle forholdsregler ved fundamentering av bygg og anlegg.

## 4. FRYSEFUNDAMENTERING

Fundamentering med kunstig nedkjøling av grunnen ved hjelp av varmepumper ble første gang brukt på Svalbard i 1986. Metoden baserer seg på direktefundamentering på fylling, hvor grunnen under bygget brukes som energikilde for varmepumpene. Temperaturen i grunnen senkes til ca -10°C, og energien som frigjøres brukes til oppvarming av byggene. Varmetapet gjennom det isolerte gulvet blir på denne måten transportert tilbake til bygget ved hjelp av varmepumpene.

Første gang metoden ble brukt var for en lagerbygning i Sveagruva (N77°53', E16°41') i 1986, se Figur 4. På grunn av store fundamentlaster og salt, is-rik leire, ble det konkludert med at pelefundamentering ikke var hensiktsmessig for dette prosjektet. Fryseheft mellom peloverflate, tilbakefyllingsmasse og permafrost har vist seg å ha svært dårlige langtidsegenskaper i denne type masse (*Biggar, 1993*). Det ble derfor søkt etter alternative fundamenteringsløsninger, og en ny metode for fundamentering på permafrost ble utviklet i 1984 (*Instanes, B., 1988*). Metoden baserer seg på direktefundamentering på fylling, hvor den underliggende grunnen blir kjølt ned ved hjelp av varmepumper.

Etter den første bruken av metoden i Sveagruva, har metoden vært brukt for fem andre bygg i Longyearbyen, se Tabell 1:

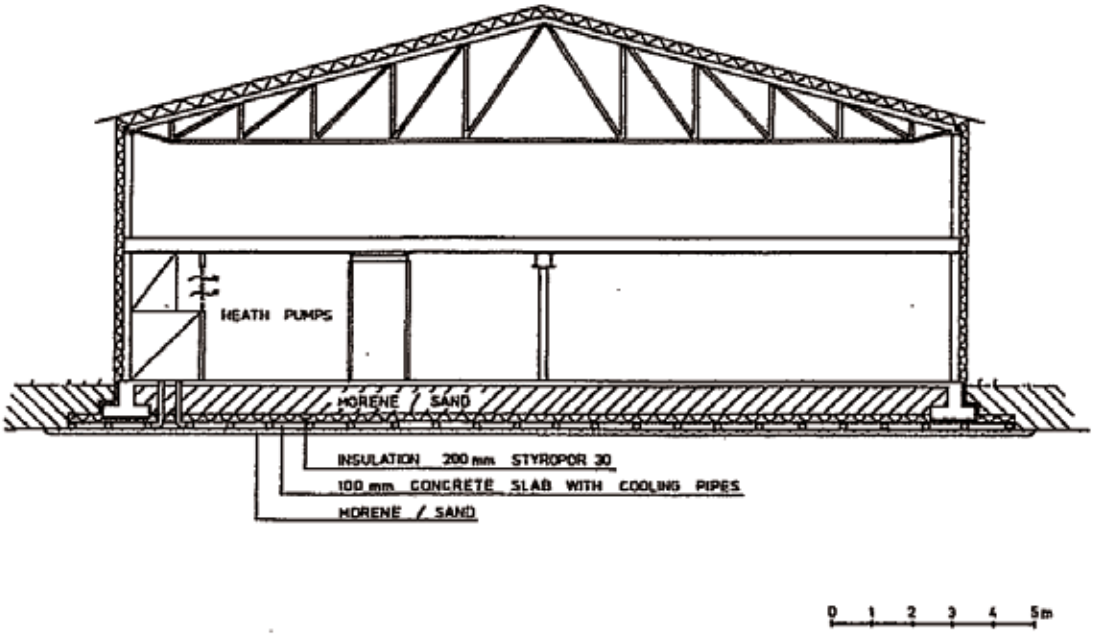
- *Næringsbygget* (1989 and 1992).
- *Svalbardbutikken* (1990).

- *Bergmesterboligen – refundamentering* (1991).
- *ISS-bygget* (2005-2006).
- *Kulturhuset (*2009-2010*).*

*Tabell 1 Frysefundamentering på Svalbard*

| **Bygning** | **År** | **Grunnflate** | **Saltholdighet** | **Permafrosttemperatur d=10m før installasjon** |
|---|---|---|---|---|
| Lagerbygg, Svea | 1986 | 900 $m^2$ | 3% til 4% | -6,0 °C |
| Næringsbygget, Lby | 1989-92 | Ca 1200 $m^2$ | 1% til 3% | -5,5 °C |
| Svalbardbutikken, Lby | 1990 | Ca 1200 $m^2$ | 1% til 2% | -5,5 °C |
| Bergmesterboligen, Lby | 1991 | 100 $m^2$ | < 1% | -5,0 °C |
| ISS-bygget, Lby | 2006 | 600 $m^2$ | 3% til 4% | -3,5 °C |
| Kulturhuset, Lby | 2010 | 800 $m^2$ | 0,5% til 2,7% | -4,0 °C |

Alle lokasjonene i Tabell 1 er karakterisert ved høyt is-innhold, høyt saltinnhold og siltig leire. ISS-bygget ligger i sjøområdet i Longyearbyen. Temperaturen i grunnen er påvirket av nærheten til Adventfjorden, og det forklarer den relativt høye permafrosttemperaturen. Den relativ høye temperaturen ved Kulturhuset var noe overraskende og kan være forårsaket av drenasje gjennom området eller klimaendringer de siste 20 årene.

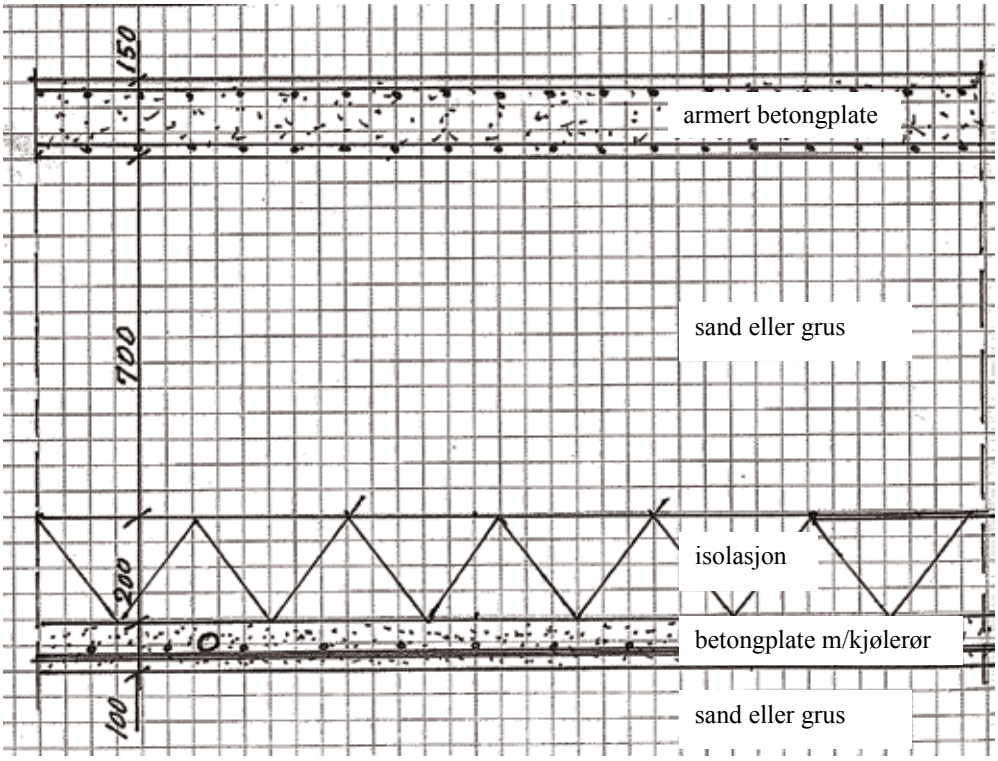



*Figur 4 Lagerbygg i Sveagruva, tverrsnitt*

Fremgangsmåten for fundamentering ved hjelp av varmepumper er som følger:

i) Området planeres og dreneres. Overflatevann ledes bort fra byggegrunnen.
ii) Ett minimum 0,5 meter tykt lag med komprimert sand eller grus legges på naturlig grunn.
iii) 40 mm PVC–rør plasseres på sandlaget i en 100 mm tykk betongplate. Kjølevæsken i PVC-rørene er en blanding av glycol og vann.
iv) 200 mm isolasjon plasseres på toppen av betongplaten.
v) Diffusjonssperre plasseres på toppen av betongplaten.
vi) Et 700 mm lag med fin sand (eller grus) plasseres mellom isolasjonen og gulvet i bygningen. Tykkelsen er bestemt av helning på avløpsledningene.
vii) Betongplaten på toppen av sandlaget er armert og har en tykkelse på 150 mm.

Figur 5 viser et tverrsnitt av oppbygging av frysefundamentet.




*Figur 5 Detalj av frysefundament*

Frysefundamentene har til nå fungert meget bra. De få problemene som er erfart, er i hovedsak knyttet til utenforliggende forhold som for eksempel:

- Varmepumpe ble ikke startet opp igjen etter strømstans. Tining i grunnen under bygget førte til oppsprekking og skader.
- Lekkasje på nedgravd fjernvarmeledning som lå inntil frysefundament. Grunnen tintes til ca 10 meter under terrengoverflaten, og førte til oppsprekking og setningsskader. Ville vært katastrofalt hvis ikke bygget var fundamentert på fryseplate.

## 5. KULTURHUSET I LONGYEARBYEN

### 5.1 Grunnforhold

For utredning av mulige fundamenteringsløsninger av Kulturhuset ble det i 2008 utført grunnboringer i tre borhull på tomten. Feltarbeidet ble utført av SINTEF, og laboratoriearbeidet ble utført av SINTEF i samarbeid med SWECO Svalbard AS (*Instanes og Rongved, 2008*). Det ble utført boringer i tre hull, til ca 10 m dybde. Det ble tatt poseprøver fra samtlige borhull, og i tillegg ble det tatt kjerneprøver fra et av borhullene for enaksielle trykk- og krypforsøk. Etter prøvetaking ble det installert en termistorstreng i ett av borhullene, for logging av temperaturer i grunnen til ca 10 m under terreng.

Undersøkelsene viste at grunnen på tomten består av et lag med fyllmasse/morene med opptil en meter mektighet. Fra 1 til 4 meter under terreng består grunnen av sandig, siltig leire. Det ble funnet mye is i overgangen fra aktivt lag til permafrost, på ca 1,5 m dyp. Fra 4 til ca 6 m under terreng består grunnen av varierende lag av leirig sand og silt med horisontale islinser. Islinsene ble observert å ha en tykkelse på opp mot flere cm.

En del rutineparametre som tyngdetetthet, vanninnhold, saltinnhold og plastisitetsgrenser er bestemt i laboratoriet på UNIS i Longyearbyen. Noen av resultatene fra rutineundersøkelsene er oppsummert i Tabell 2. Det er hovedsakelig kjerneprøvene som er benyttet for disse undersøkelsene.

*Tabell 2 Oppsummering rutineparametre*

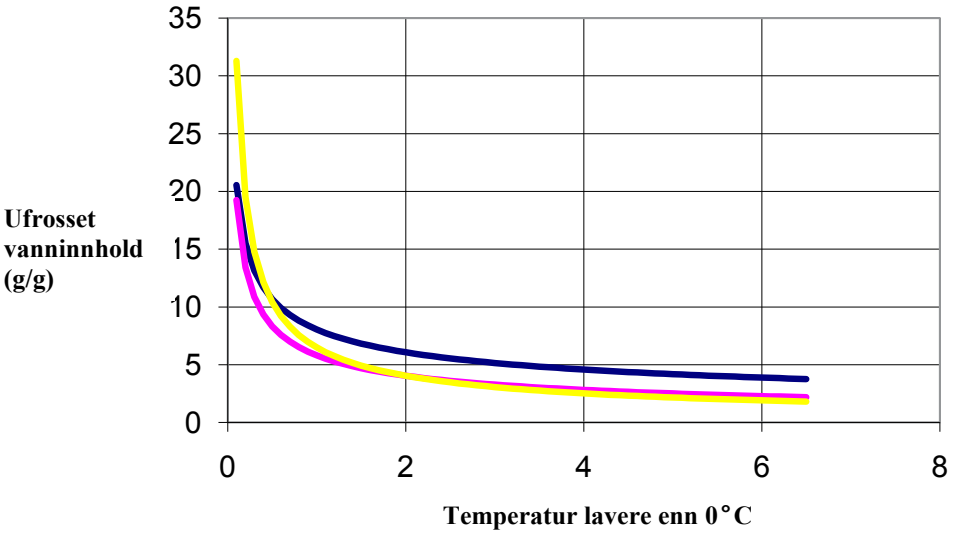
| **Dybde (m)** | **Vanninnhold, w (%)** | **Saltinnhold, S (%)** |
|---|---|---|
| 5,0-5,4 | 22-28 | 1,8-2,7 |
| 5,4-5,6 | 33-37 | |
| 5,6-5,8 | 25-28 | 0,4-0,6 |
| 5,8-5,9 | 36-40 | |
| 5,9-6,2 | 28-29 | 2,7 |
| 6,2-6,4 | 28-36 | |
| 9,0-10,0 | - | 0,3 |

Tyngdetettheten for kjerneprøvene var 19,4 kN/m$^3$, og isinnholdet per volumenhet ble anslått å ligge i området 2 til 8 %. Konsistensgrensene for leiren i kjerneprøvene varierte mye, og gav ingen definitive konklusjoner. Det ble utført to enaksielle trykkforsøk på kjerneprøvene. Den enaksielle trykkstyrken ble anslått til henholdsvis 250 kPa og 400 kPa i de to testene.

De mekaniske egenskapene for permafrost er svært avhengig av det ufrossete vanninnholdet. Et høyt innhold av ufrosset vann gir dårlig skjærfasthet og økt kryp for materialet.

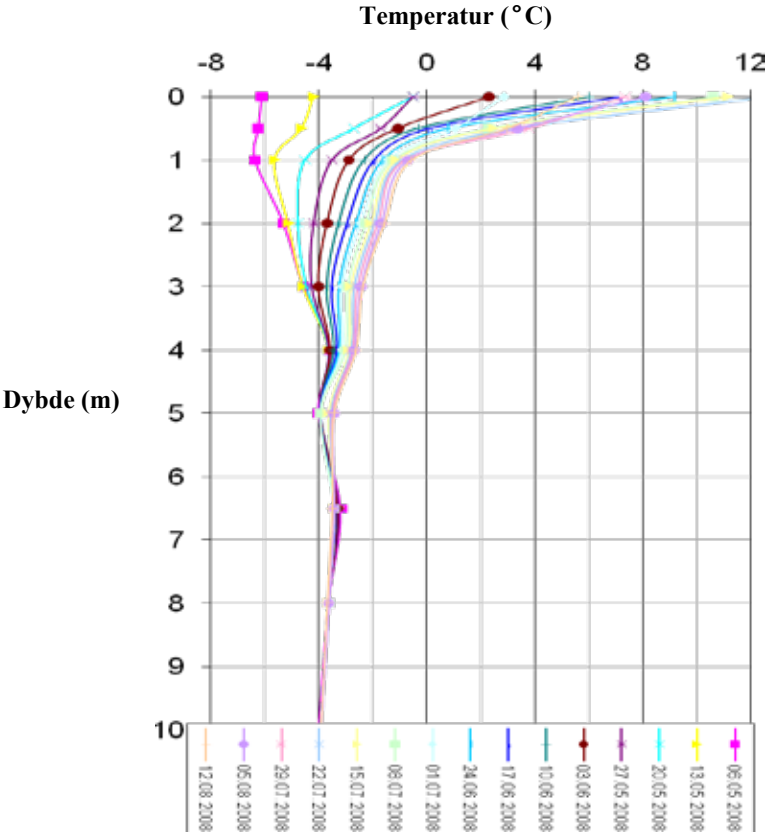
Figur 6 viser ufrosset vanninnhold som funksjon av temperatur under 0 °C. Ved temperatur i grunnen lavere enn -3 °C, er mindre enn 5 % av vannet ufrosset. Økende saltinnhold gir økende ufrosset vanninnhold ved samme temperatur.

Figur 7 viser temperaturprofil i grunnen fra den installerte termistorstrengen. Det ble målt temperaturer på -4 °C på 10 meters dyp.




*Figur 6* *Ufrosset vanninnhold*

.




*Figur 7* *Temperaturprofil i dybden*

Basert på de utførte grunnundersøkelsene kan det oppsummeres følgende ugunstige faktorer knyttet til grunnforholdene:

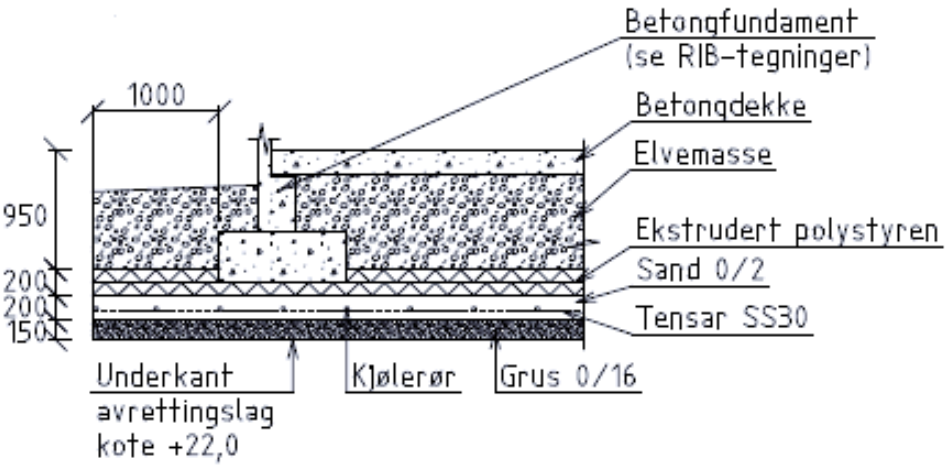
- Relativt høyt saltinnhold i sedimentene, fra 0,5 til 2,7 %
- Isinnhold på opp til omlag 10 volumprosent
- Relativ høy temperatur i grunnen, nær tinepunktet på porevannet

Denne type masser vil være utsatt for langtidsdeformasjoner og kryp, og ved konvensjonell fundamentering på peler eller grunne fundament, ville det måtte forventes relativt store deformasjoner i byggets levetid. Blant annet fordi Kulturhuset var planlagt med en stor glassfasade, så kunne det ikke tillates store differansesetninger. Da Kulturhset i tilegg skulle bygges inntil det eksisterende Næringsbygget, som er fundamentert på fryseplate, så ble det ansett som mest hensiktsmessig å benytte frysefundamentering også for det nye Kulturhuset.

## 5.2 Oppbygging av fryseplate

Figur 8 viser oppbygging av fryseplaten for Kulturhuset. For fundamentering ble først topplaget av humusholdige masser fjernet, før det ble bygget opp fylling av elvemasser. Det ble deretter lagt ut et avrettingslag av 0/16 grus, før etablering av fryseplaten. I dette prosjektet var det ønskelig å benytte minst mulig plasstøpt betong, og fryserørene ble derfor lagt i et 20 cm tykt sandlag. For å unngå at rørene skulle flytte seg i løpet av anleggsperioden, ble de festet til et geonett. Det ble benyttet et Tensar nett, med stive knutepunkter. Oppå fryseplaten ble det lagt 20 cm ekstrudert polystyren, og det ble deretter fylt opp med elvemasse til underkant gulv. Bunnledningene ble lagt i dette laget med elvemasse.

Fyllingen Kulturhuset er fundamentert på er generelt bygget opp med fall, for å unngå vann inn mot fryseplaten. Langs ene fasaden vil det likevel være risiko for å få vann inn mot bygget. Her er det derfor lagt membran over fryseplaten, og opp langs fundamentene.

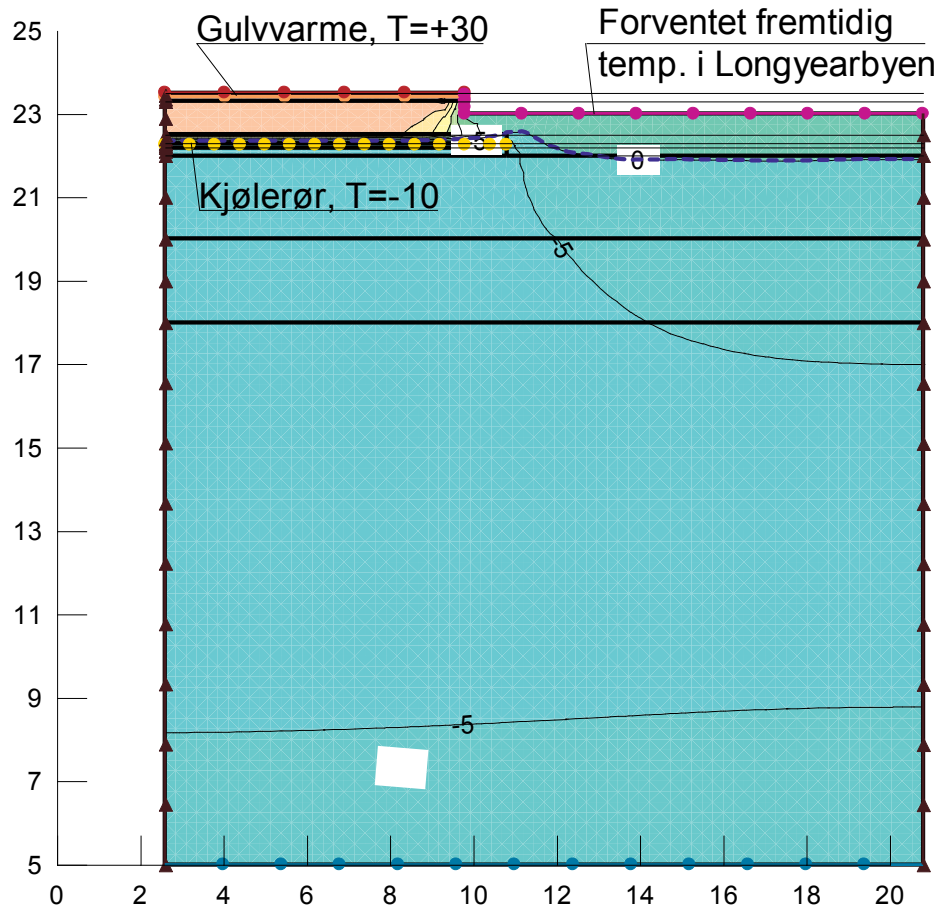



*Figur 8* *Oppbygging fryseplate for Kulturhuset i Longyearbyen*
*Detaljtegning til totalentreprenør Sandmo & Svenkerud AS*

## 5.3 Termiske beregninger

Fryseplaten ble dimensjonert basert på termiske beregninger utført med elementmetodeprogrammet TEMP/W, versjon 7.03 (*Geo-Slope Inc., 2007*). TEMP/W kan modellere temperaturendringer i grunnen forårsaket av temperaturendringer, eller endringer i varmefluks på grenseflater. Programmet tar hensyn til temperaturavhengig termisk konduktivitet, spesifikk varmekapasitet, volumetrisk latent varme og ufrosset vanninnhold i grunnen. Fremtidige klimaendringer kan legges som en grensebetingelse for dimensjoneringen.

Beregningene ble utført for å kontrollere blant annet avstand mellom fryserør, nødvendig isolasjonstykkelse og nødvendig temperatur på kjølemediet. Ut fra beregningene ble det også funnet kritisk innetemperatur for å unngå frysing av bunnledninger i gruslaget over fryseplata.




*Figur 9* *Resultater fra TEMP/W-modell*

Det ble utført beregninger av langtidseffekt av fryseplaten, frem til år 2050.

Figur 9 viser resultatet fra en beregning av ytterkant fryseplate, 10 år etter ferdigstillelse. På utsiden av fryseplaten er det lagt inn en grensebetingelse med forventet fremtidige klimaendringer i Longyearbyen (*Hanssen-Bauer, 2000*). Det er lagt inn gulvvarme i bygget, og kjølerørene er lagt inn med en temperatur på T = -10 °C.

Dette bildet viser situasjonen i sommermånedene, med ca. 1 m tining utenfor fryseplaten. På grunn av fryseplaten så holdes temperaturen under bygget på konstant T = -5 °C. Bildet viser også at fryserørene ikke gir frysing i elvemassen over isolasjonslaget. Analysen for år 2050 er sammenfallende med dette resultatet.

## 6. OPPSUMMERING OG KONKLUSJONER

Fundamentering på fryseplate ved hjelp av varmepumper er fordelaktig av flere grunner:

- Metoden kan brukes i områder hvor permafrosten er varm eller diskontinuerlig.
- Energiforbruket er lavt. Varmetap gjennom gulvet gjenvinnes av varmepumpene.
- Bygget kan direktefundamenteres, og bygget trenger ikke å løftes opp fra bakken,
- Varmetap fra bygget på grunn av kald vind som blåser under bygget unngås,
- Vann- og avløpsledninger kan graves ned i fyllingen, noe som gjør tilgang til bygget enklere,
- Gulv på grunn kan være varmt, og det kan installeres vannbåren varme i gulv (økt isolasjonstykkelse kan være påkrevd),
- Krefter kan overføres direkte til grunnen, og en unngår spenn mellom peler eller pilarer,
- Negative konsekvenser av klimaendringer unngås.

Ulempen med metoden er at den krever manuelt vedlikehold og kontroll av systemet. Dette kan være en utfordring på Svalbard på grunn av hyppig utskifting av personell. Utførelsen av frysefundamentet er basert på at entreprenøren har nødvendig teknisk og arktisk erfaring.

## 7. REFERANSER

Andersland, O. B. og Ladanyi, B. 1994. An introduction to frozen ground engineering. Chapman & Hall Inc..

Benestad, R. E. og Engen-Skaugen, T. 2009. Simple empirical-statistical downscaling figures. Met.no-note no. 3/2009.

Biggar, K. W. 1993. *Adfreeze and grouted piles in saline permafrost*. PhD-thesis. Department of Civil Engineering. University of Alberta, Canada. (342p.).

Furuberg, T. and Berggren, A.-L. 1988. Saline permafrost in Svea. *Proceedings of the 5th International Conference on Permafrost, Trondheim, Norway*, side 495-500.

Geo-Slope Inc. 2007. Thermal modelling with TEMP/W. Engineering Methodology. www.geo-slope.ca

Hanssen-Bauer, I., Tveito, O. E. og Førland, E. 2000. Temperature scenarios for Norway: Empirical downscaling from the ECHAM4/OPYC3 GSDIO integration. DNMI Report no. 24/00, Oslo, Norway.

Instanes, A. and Instanes, D. 1999. Pile design in saline permafrost at Longyearbyen. *Proceedings of the 10th International Conference on Cold Regions Engineering, Lincoln, NH, USA, August 16-19, 1999*: 222-231.

Instanes, A. og Rongved, J. L. 2008. Allaktivitetshuset, Longyearbyen. Grunnforhold og fundamentering. Notat fra SWECO Norge AS til Bydrift Longyearbyen, datert 20.08.2008.

Instanes, B. 1988. Foundation design on permafrost with heat pumps. *Proceedings of the Fifth International Conference on Permafrost, Trondheim, Norway, August 2-5, 1988*: Volume 3: 73-74.

Instanes, B. 2000. Permafrost engineering on Svalbard. *Proceedings fra International Workshop on Permafrost Engineering, Longyearbyen, Svalbard, 18.-21.juni 2000*, side 1-24.

Instanes, B. og Instanes, A. 2008. Foundation design Using a Heat Pump Cooling System. *Proceedings of the the 9th International Conference on Permafrost (NICOP), Fairbanks, Alaska, USA, June 29-July 3, 2008*, side 785-788.

IPCC. 2007. Climate Change 2007 – Synthesis Report. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). www.ipcc.ch

**Partnere ved Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 2009**

**Gullsponsorer:**

ORICA MINING SERVICES

www.oricaminingservices.com

**Sølvsponsorer:**

RESCON MAPEI

nexco energi til å flytte fjell

VIKØrsta

Arrangør

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

ISBN: 978-82-8208-015-6