2010

FJELLSPRENGNINGSDAGEN
Oslo, 25. november 2010

BERGMEKANIKKDAGEN
Oslo, 26. november 2010

GEOTEKNIKKDAGEN
Oslo, 26. november 2010

ARRANGØR:

NJFF
Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 25. november 2010

BERGMEKANIKK

Oslo, 26. november 2010

GEOTEKNIKK

Oslo, 26. november 2010

Hovedarrangør:
NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:
Jan Kristiansen, Vidar Gjelsvik, Roger Olsson, Siri Engen

C Forfatterne, 2010

ISBN: 978-82-8208-021-7

Fjellsprengningsdagen
25. november 2010
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
26. november 2010
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
26. november 2010
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 25. – 26. november 2010.

Årets arrangement er det 48. 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 25. NOVEMBER

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

0900 1. **Velkommen – åpning**
Sjefsforsker – Professor II Eivind Grøv, SINTEF- NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

0920 2. **Norsk tunnelteknologi i fjæresteinene i Hong Kong**
Sivilingeniør Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS)

0945 3. **Levetid for tunneler – et videre perspektiv enn snorklipping**
Sjefsingeniør Ruth G. Haug, Statens vegvesen
Prosjektsjef Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

1010 4. **Hardangerbrua – erfaringer med bygging av tilførselstunneler**
Sivilingeniør Kjetil Vikane, AF Gruppen Norge AS

1025 **Pause**

1045 5. **Bransjens muligheter og ansvar knyttet til opplæring av sprengningspersonell**
Bergingeniør Knut Petter Netland, Titania AS

1105 6. **Fremtidig utdanning av sivilingeniører innenfor bergfagene ved NTNU, evalueringsprosjektet "Fremtidens bergstudium"**
Universitetslektor Hans Tore Mikkelsen, NTNU

1125 7. **Jøssang kraftverk – gjennomføring og erfaringer**
Sivilingeniør Hans Olav Storkaas, Lemminkäinen Anlegg AS

1145 8. **Historisk kvarter – Røros Kobberverk – en bærekraftig histore**
Øystein Pettersen

1200 **Lunsj**

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

1300 9. **Nytt fra NFF**
Sivilingeniør Heidi Berg, Vianova Systems as

1315 10. **Praktisk berginjeksjon for undergrunnsanlegg – presentasjon av revidert håndbok**
Senioringeniør Arnstein Aarset, NGI

1330 11. **Industriell storskala pukkproduksjon**
Produksjonsdirektør Trond Kaasa, Norsk Stein AS, Jelsa

1350 12. **Bygging av jernbanetunnel 2,5 m over 2-løps trafikkert vegtunnel**
Ingeniørgeolog Tom Frode Hansen, Jernbaneverket
Arne Rafdal, Leonhard Nilsen & Sønner AS

1410 **Pause**

1430 13. **Gjevingåsen jernbanetunnel. Utfordringer i kjent berg og bruk av sprøytbar membran som vannsikring**
Assisterende banedirektør Brede Nermoen, Jernbaneverket

1450 14. **Enkelte hovedpunkter ved den nye minerallovgivningen**
Assisterende direktør Bård Dagestad, Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard

1510 15. **EUREKA – et konsept for oljeboring fra undersjøiske tunneler**
Sivilingeniør Knut Aaneland, North Energy ASA

1530 **Pause**

1550 16. **Konturssprengning i Fyrdsbergtunnelen på ny E39 Sunnmøre**
Senioringeniør Terje Kirkeby, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Professor Amund Bruland, NTNU

1610 17. **Nye metoder for tunneldokumentasjon**
Sivilingeniør Tore Humstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet

1630 18. **Rehabilitering av Rv 70 Freifjordtunnelen – føringer fra arbeidstilsynet, trafikkavvikling - FoU og arbeidsmiljø**
Prosjektleder Per Bjørn Gjelsten og senioringeniør Jan Erik Lien, Statens vegvesen

1650 **Slutt for dagen**

1945 **Middag**

FREDAG 26. NOVEMBER

FELLES-SESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK

Møteleder: *Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI*

0900 19. **Tunnelene og bergrommene på hver side av Hardangerbrua – oppfølging og dokumentasjon av geologi og sikring ved Norges lengste hengebru**
Ingeniørgeolog Øyvind Braamann Dammyr, Sweco Norge AS

0920 20. **Ny kunnskap om skredmekanismer langs norske fjorder: Eksempler fra Trondheimsfjorden og Sørfjorden i Hemnes**
Ph.D. Jean-Sebastian L'Heureux, NGU

0940 21. Strekkforankring i berg
Sivilingeniør Andreas Ongstad, Norconsult AS

1000 22. Eksempler på gjenbruk av forurenset masse fra bygge- og anleggsarbeider
Sivilingeniør Vidar Ellefsen, Golder Associates AS

1020 Pause

SESJON BERGMEKANIKK

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

1050 23. Lederens 10 minutter
Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI

1100 24. Hva er Eurokode 7 og hvem gjelder den for ?
Kort presentasjon av arbeidet med en veileder for miljøet
Ingeniørgeolog Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS

1110 25. Karakteristiske grunnvannsfenomener i berggrunn og løsmasser i forbindelse med tunneldriving, basert på over en decade med digitale data-tidsserier av grunnvannsnivå
Cand.Scient Marianne Simonsen Bjørkenes, Norconsult AS

1135 26. Langrennspor i vegtunnel
Forskningsleder Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk

1200 Lunsj

1300 27. Rana Grubers bergmekaniska utmanningar i anslutning till etablering av nyhuvudnivå och övergång till ny brytningsmetod
R & D Manager Susanne Nævermo Sand, Rana Gruber AS

1320 28. Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse
Sivilingeniør Solveig Vassenden, Multiconsult AS

1340 29. Stress measurement and rock excavation at Skaland mine, Norway
Ph.D. Nghia Quoc Trinh, SINTEF Byggforsk

1400 Pause

1430 30. Kartlegging av svakhetssoner i fjell; eksempler fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV)
Ph.D. Guri V. Ganerød, NGU

1450 31. LiDAR data; fremtidens verktøy for dokumentasjon i undergrunns-anlegg?
Cand. Scient Elin K. Morgan, NGI

1510 32. Rømningstunneler langs hovedløpet – et konsept med mange muligheter
Sivilingeniør Jan K G Rohde, Sweco Norge AS

1530 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Sivilingeniør Vidar Gjelsvik, NGI

1050 33. Formannens 10 minutter
Sivilingeniør Vidar Gjelsvik, NGI

Jordskjelv

1100 34. Bæreevne flyteflate (Bearing Strength Surface) konsept i seismisk dimensjonering av grunne fundamenter i EC7 og EC8
Sivilingeniør Farzin Shahrokhi, Multiconsult AS

1120 35. Jordskjelv og fundamentering på vertikale stålkjernepeler. Eksempel fra Sørengautstikkeren, Oslo
Sivilingeniør Anton Gjørven, Norconsult AS

Skred

1140 36. Terskelverdier for nedbørinduserte skred i Norge
Dr. José Cepeda, NGI

1200 Lunsj

1300 37. Kvikkleireproblematikk i Rissa – bruk av resistivitetsmålinger
Ph.D. Inger-Lise Solberg, NGU

Offshore

1320 38. 3D FE samvirke analyser av Troll A plattformen
Sivilingeniør Kristoffer Skau, NGI

1340 39. Utfylling i sjøen for Jack-up test utenfor Nymos Mekaniske Verksted, Eydehavn
Sivilingeniør Raluca Athanasiu, DNV

1400 Pause

Fundamentering

1430 40. Spunt Havnelageret
Peter Nilsson, Nordenfjeldske Spunt og Peleservice AS

1450 41. **In situ forsøk med hul stålrørspelspiss mot fjell**
Dr.ing. Tewodros Tefera, Statens vegvesen

1510 42. **Status om nye metoder for beregning av pelekapasitet i sand**
Sivilingeniør Per Magne Aas, NGI

1530 **Pause**

1600 **Bjerrums foredrag:**
Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk
Teknisk direktør Kjell Karlsrud, NGI

1800 **Middag – geoteknikk**

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2010

1. **Velkommen – åpning – Hva er det med de norske tunnlene ?**
Sjefsforsker – Professor II Eivind Grøv, SINTEF- NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Norsk tunnelteknologi i fjæresteinene i Hong Kong**
Sivilingeniør Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS)

3. **Levetid for tunneler – et videre perspektiv enn snorklipping**
Sjefsingeniør Ruth G. Haug, Statens vegvesen
Prosjektsjef Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

4. **Hardangerbrua – erfaringer med bygging av tilførselstunneler**
Prosjektleder Nils Ola Hoff, AF Anlegg
Avdelingsdirektør Kjetil Vikane, AF Anlegg

5. **Bransjens muligheter og ansvar knyttet til opplæring av sprengnings-personell**
Bergingeniør Knut Petter Netland, Titania AS, Leder BFF

6. **Fremtidig utdanning av sivilingeniører innenfor bergfagene ved NTNU, evalueringsprosjektet "Fremtidens bergstudium"**
Sivilingeniør Hans Tore Mikkelsen, Stipendiat / universitetslektor Inst. for geologi og bergteknikk, NTNU

7. **Jøssang kraftverk – gjennomføring og erfaringer**
Sivilingeniør Hans Olav Storkaas, Lemminkäinen Anlegg AS

8. **Historisk kvarter – Røros Kobberverk – en bærekraftig histore**
Øystein Pettersen

9. **Nytt fra NFF**
Sivilingeniør Heidi Berg, Vianova Systems as

10. **Praktisk berginjeksjon for undergrunnsanlegg – presentasjon av revidert håndbok**
Senioringeniør Arnstein Aarset, NGI

11. **Industriell storskala pukkproduksjon**
Produksjonsdirektør Trond Kaasa, Norsk Stein AS, Jelsa

12. **Bygging av jernbanetunnel 2,5 m over 2-løps trafikkert vegtunnel**
Ingeniørgeolog Tom Frode Hansen, Jernbaneverket
Bergingeniør Arne Rafdal, Leonhard Nilsen & Sønner AS

13. **Gjevingåsen jernbanetunnel. Utfordringer i kjent berg og bruk av sprøytbar membran som vannsikring**
Assisterende Banedirektør Brede Nermoen, Jernbaneverket
Sivilingeniør Torun Rise, Jernbaneverket / Sweco Norge AS
Sjefsforsker Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk
Bergingeniør Karl Gunnar Holter, MEYCO Underground Construction Europe

14. **Enkelte hovedpunkter ved den nye minerallovgivningen**
Assisterende direktør Bård Dagestad, Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard

15. **EUREKA – et konsept for oljeboring fra undersjøiske tunneler**
Sivilingeniør Knut Aaneland, North Energy ASA

16. **Kontursprengning i Fyrdsbergtunnelen på ny E39 Sunnmøre**
Senioringeniør Terje Kirkeby, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Professor Amund Bruland, NTNU

17. **Nye metoder for tunneldokumentasjon**
Sivilingeniør Tore Humstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet

18. **Rehabilitering av Rv 70 Freifjordtunnelen – føringer fra arbeidstilsynet, trafikkavvikling - FoU og arbeidsmiljø**
Kontrollingeniør Carina Farstad, Statens vegvesen Region Midt Prosjekt Storkrifast
Senioringeniør Jan Erik Lien, Statens vegvesen Vegdirektoratet

DEL II **FELLES-SESJON BERGMEKANIKK- / GEOTEKNIKK**

19. **Tunnelene og bergrommene på hver side av Hardangerbrua – oppfølging og dokumentasjon av geologi og sikring ved Norges lengste hengebru**
Ingeniørgeolog Øyvind Braamann Dammyr, Sweco Norge AS

20. **Ny kunnskap om skredmekanismer langs norske fjorder: Eksempler fra Trondheimsfjorden og Sørfjorden i Hemnes**
Ph.D. Jean-Sebastian L'Heureux, NGU
Ph.D. Oddvar Longva, NGU
Ph.D. Louise Hansen, NGU

21. **Strekkforankring i berg**
Sivilingeniør Andreas Ongstad, Norconsult AS
Dr.ing Jan Bergh-Christensen, Norconsult AS

22. **Eksempler på gjenbruk av forurenset masse fra bygge- og anleggsarbeider**
Sivilingeniør Vidar Ellefsen, Golder Associates AS
M.Sc. Asbjørn Reisz, Golder Associates AS

SESJON BERGMEKANIKK

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

24. **Hva er Eurokode 7 og hvem gjelder den for ?**
Kort presentasjon av arbeidet med en veileder for miljøet
Ingeniørgeolog Thomas K. Mathiesen, Norconsult AS

25. **Karakteristiske grunnvannsfenomener i berggrunn og løsmasser i forbindelse med tunneldriving, basert på over en decade med digitale data-tidsserier av grunnvannsnivå**
Cand.Scient Marianne Simonsen Bjørkenes, Norconsult AS
Dr.Scient Kevin J. Tuttle, Norconsult AS

26. **Langrennspor i vegtunnel**
Forskningsleder Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk

27. **Rana Grubers bergmekaniska utmanningar i anslutning till etablering av nyhuvudnivå och övergång till ny brytningsmetod**
R & D Manager Susanne Nævermo Sand, Rana Gruber AS
Ph.D. Nghia Quoc Trinhn, SINTEF Byggforsk

28. **Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse**
Sivilingeniør Solveig Vassenden, Multiconsult AS
Sjefsforsker / Professor II Eivind Grøv, SINTEF / NTNU

29. **Stress measurement and rock excavation at Skaland mine, Norway**
Ph.D. Nghia Quoc Trinh, SINTEF Byggforsk
Trond Larsen, SINTEF Byggforsk
R & D Manager Susanne Nævermo Sand, Rana Gruber AS
Professor Emeritus Arne Myrvang, SigmaH

30. **Kartlegging av svakhetssoner i fjell; eksempler fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV)**
Forsker Guri V. Ganerød, NGU
Senioringeniør Einar Dalsegg, NGU
Lagleder Odleiv Olesen, NGU
Lagleder Jan Steinar Rønning, NGU
Forsker Aline Saintot, NGU
Forsker Jan Fredrik Tønnesen, NGU

31. **LiDAR data; fremtidens verktøy for dokumentasjon i undergrunns-anlegg?**
Cand. Scient Elin K. Morgan, NGI

32. **Rømningstunneler langs hovedløpet – et konsept med mange muligheter**
Sivilingeniør Jan K G Rohde, Sweco Norge AS

SESJON GEOTEKNIKK

33. **Formannens 10 minutter**
Sivilingeniør Vidar Gjelsvik, NGI

34. **Bæreevne flyteflate (Bearing Strength Surface) konsept i seismisk dimensjonering av grunne fundamenter i EC7 og EC8**
Sivilingeniør Farzin Shahrokhi, Multiconsult AS

35. **Jordskjelv og fundamentering på vertikale stålkjernepeler. Eksempel fra Sørengautstikkeren, Oslo**
Sivilingeniør Anton Gjørven, Norconsult AS
Sivilingeniør Ola Ellingbø, Norconsult AS

36. **Terskelverdier for nedbørinduserte skred i Norge**
Dr. José Cepeda, NGI

37. **Kvikkleireproblematikk i Rissa – bruk av resistivitetsmålinger**
Ph.D. Inger-Lise Solberg, NGU
M.Sc Rolf Aasland, Rambøll
Senioringeniør Einar Dalsegg, NGU
Ph.D. Louise Hansen, NGU
Ph.D. Jean-Sebastien L'Heureux, NGU
Cand.Real Jan Steinar Rønning, NGU (lagleder)

38. **3D FE samvirke analyser av Troll A plattformen**
Sivilingeniør Kristoffer Skau, NGI
Professor II H.P. Jorstad, NGI
Professor II A.M. Kaynia, NGI

39. **Utfylling i sjøen for Jack-up test utenfor Nymos Mekaniske Verksted, Eydehavn**
Sivilingeniør Liv Hamre, DNV
Sivilingeniør Raluca Athanasiu, DNV
Sivilingeniør Sebastién Rességuier, DNV

40. **Spunt Havnelageret**
Peter Nilsson, Nordenfjeldske Spunt og Peleservice AS
Sivilingeniør Ketil Westeren, Nordenfjeldske Spunt og Peleservice AS

41. **In situ forsøk med hul stålrørspelspiss mot fjell**
Dr.ing. Tewodros Tefera, Statens vegvesen
Sivilingeniør Grete Tvedt, Statens vegvesen
Sivilingeniør Frode Oset, Statens vegvesen
Førsteamanuensis Arne Aalberg, NTNU

42. **Status om nye metoder for beregning av pelekapasitet i sand**
Sivilingeniør Per Magne Aas, NGI
Sivilingeniør Carl J. Frimann Clausen, konsulent

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

HVA ER DET MED DE NORSKE TUNNELENE?
WHAT'S UP WITH THE NORWEGIAN TUNNELLING?

Eivind Grøv
Formann i NFF
Sjefsforsker- Professor II/ SINTEF-NTNU

Kjære kollegaer, venner og godtfolk.

Velkommen til Oslo, til SAS-hotellet og velkommen til den 48. Fjellsprengningsdagen i regi av Norsk Forening for Fjellsprengingsteknikk (NFF).

Atter en gang er det tid for å samle store deler av den norske tunnel- og bergindustrien til dette tradisjonelle arrangementet med både faglig og festlig profil. Til et arrangement som også er en viktig arena for kontaktskapende aktivitet og nettverksbygging blant norske kollegaer. Og ikke minst for å treffe gamle kjente igjen. Bruk dagene her godt, ha det trivelig og ta med litt faglig påfyll som bonus. Som formann i foreningen benytter jeg anledningen til å skrive noen ord til dere her innledningsvis.

SAMMENDRAG

Den norske tunnelbyggemetoden har en rekke særdrag som har gjort den spesielt konkurransedyktig på pris, vi bygger tunneler til lav byggekostnad i Norge, og rekordraskt. Så hevdes det at lav byggekostnad gir høye drifts- og vedlikeholdskostnader. I den forbindelse kan det sees mot det kontinentale Europa og lære av byggeskikker man har der. Dette er tunneler der man benytter "bulk-betong" i støpeformer og forer tunnelene tvers gjennom på denne måten.

Mange vil nok hevde at dette er fremtidens byggeskikk også for veg- og jernbanetunneler. Kostbart, men med forbedret forutsigbarhet, lavere drifts- og vedlikeholdsbehov, høyere tilgjengelighet og med krav om 100 års levetid.

Er full utstøpning det eneste saliggjørende? Hva er vi gode på i Norge og hvordan kan vi utvikle dette videre. Med grobunn for utvikling og nyskapning kan vi basere vår tunnelteknologi også i fremtiden på å skape løsninger som er tids- og kostnadseffektive, høyteknologiske, med lav innsatsfaktor på mengde og som tilfredsstiller alle de krav som er listet over.

SUMMARY

The Norwegian tunnelling methodology is at a breaking point. The introduction of mass concrete lining for infrastructure tunnels has been inquired by the public road and rail way authorities to provide 100 years operation life, sufficient predictability in operation and maintenance and availability for the public.

The question is whether or not the only solution would be a concrete lining? Or if the traditional methods can be developed and new materials and solutions derived that are time and cost efficient.

ORD FOR DAGEN

Hva er det med de norske tunnelene?

Dette spørsmålet ble fremsatt av Siri Legernes i Byggeindustrien nr. 16 i 2004, da hun var administrerende direktør av Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF). Og jeg har gjentatt det for denne artikkelen. Ja, hva er det egentlig med de norske tunnelene?

Legernes gav i en fyldig kronikk i Byggeindustrien et godt svar den gangen på hva som etter hennes oppfatning gjorde norske tunneler annerledes enn tunneler i andre land og nede på det europeiske kontinentet. Hun redegjorde grundig og omfattende hvordan hun oppfattet forskjellen var på det tidspunktet. Siden den gangen har det med svært få unntak av "sidesprang" vært planlagt, bygget og satt i drift norske tunneler etter nøyaktig de samme prinsippene tuftet på en tunnelbyggemetode (for å bruke et langt ord) med lang tradisjon i Norge og som har gjennomgått en gradvis utvikling gjennom flere tiår.

Lite har i grunnen endret seg. Fagmiljøet har stått samlet om den norske tunnelbyggemetoden. Tilsynelatende. Og inntil nå nylig.

I forbindelse med fremtidige store infrastrukturprosjekter i sentrale deler av Østlandet har det blusset opp en diskusjon på nytt om det norske tunnelkonseptet alltid er like rett å anvende og om det ikke er behov for å skjele litt mot hva som foregår for eksempel lenger sør i Europa. I regi av Vegdirektoratet har det vært jobbet med utredningen om "Moderne Vegtunneler". Og vi venter alle spent på at høringsutgaven av denne skal komme oss i hende. Noen lekkasjer har det kommet fra dette arbeidet også, blant annet i form av presentasjoner i forbindelse med Teknologidagene i Trondheim i oktober.

Den norske tunnelindustrien er jo kjent med at det i det kontinentale Europa er innvendig kledning med betong ofte i form av plasstøpt betong, eller som pre-fabrikerte betongelementer som er normen. Og det hele bygges som en tett støp med membran for å kontrollere og tette mot vannlekkasjer, rund baut i tunneltverrsnittet. Denne innvendige kledningen benyttes ofte utenpå en midlertidig sikring bestående av bolter og sprutbetong.

NFF har også tatt ett steg for å lære mer om hva denne kontinentale tunnelbyggingen med full betongutforing består av. Vi inviterte våre kollegaer i tunnelforeningen i Slovakia til én dag med bilateralt seminar i deres hjemland knyttet til slik tunnelbygging, med påfølgende befaring til prosjekter i Slovakia og Tsjekkia. Dette skjedde nå nylig i sammenheng med Kongeparets offisielle besøk til Slovakia sent i oktober 2010 og i samarbeid med Innovasjon Norge. Slovakia og dets naboland har erfaring og tradisjon med slik tunnelbygging. Kan hende kan det refereres nyervervet lærdom fra besøket på årets Fjellsprengningsdag, ikke som foredrag heller gjennom diskusjoner mellom delegatene.

Eller lærte man noe gjennom disse foredragene om byggetid, kostnad etc. som tok bort litt av glorien fra dette konseptet? Etter egen oppfatning kunne det ikke sees noen direkte frelse i den nyervervede kunnskapen, snarere gav et foredrag i Zurich om Sprayed Concrete Linings (SCL) av Dr. Alun Thomas fra MottMcDonald noen dager tidligere sterkere tro på at dette siste konseptet brer om seg. Sakte men sikkert og med en betydelig større grad av dokumentasjon som grunnlag enn det vi tradisjonelt har hatt her hjemme begynner sprøytebetong som permanent "lining" å vinne tillit og tilhengere internasjonalt.

Men hva er det egentlig med våre norske tunneler? Legernes hadde en undertittel på sitt innlegg som følger: Er vi villige til å betale tre ganger mer enn nødvendig?

Noen vil i den sammenhengen sannsynligvis øke denne kostnadssammenstillingen fra tre-gangen til ti-gangen, andre vil påpeke at det er en minimal forskjell. Størrelsen på denne faktoren kan man helt sikkert diskutere lenge og vel, men det er kan hende ikke så veldig viktig heller om det er 50%, eller tre- eller ti-ganger så dyrt. Kan hende er det viktigere at tunnelindustrien tar den faglige utfordringen først og så diskuterer kostnaden som en konsekvens av eventuelle nødvendige konseptendringer derpå. Jeg tror det. For det vil være knyttet til en ikke ubetydelig endring av tunnelkonsept, utstyr, bemanning og produktleveranser om man skal gå til det skritt å bygge tunneler i Norge etter kontinentale skikker.

I Norge har vi et tunnelkonsept som gjør at vi er i stand til å produsere tunneler som har betydelig rimeligere byggekostnader enn i mange andre land. Det er basert på det konseptet som i mange år ble kalt ”Low Cost Tunnels” og utført i henhold til prinsippet om ”Design as you go”. I 1984 ble det arrangert en internasjonal konferanse i Oslo, under navnet ”Internasjonal Symposium on Low Cost Road Tunnels”. Jeg fant en definisjon på begrepet ”Low Cost Tunnels” i den forbindelse og den lyder som følger: ”By the term Low Cost we refer to tunnel designs in which the costs have been carefully considered in relation to the effects on the traffic which is going to be served. .....In brief it should offer transportation at a safety and cost level suited to the adjoining road”. Det er slettes ikke noen ueffen definisjon når man kjenner godt etter. Dette var vi stolte av, men stoltheten har bleknet. Bygge billig og drifte dyrt karakteriseres dette som i dag, men det var ikke slik det var definert i utgangspunktet. Snarere er det faktisk slik at i dette konseptet ligger tilpasset kvalitet og standard til de aktuelle trafikkmengdene.

Med de krav man har til dokumentasjon, levetid, forutsigbarhet etc. i 2010 så har både ”Low Cost Tunnels” og ”Design as you go” utspilt sine roller. Det er kan hende like bra at vi tar disse to begrepene bort fra industrien en gang for all og ser fremover. Så glem begge deler en gang for alle.

I dag vil vi heller kalle det for eksempel ”Aktiv design”, eller ”Sprayed Concrete Linings”. Prinsippet er uansett at så langt har vi benyttet aktivt de materialegenskapene som byggematerialet innehar, altså bergmassens kapasiteter og tilført sikring og injeksjon når det har vært behov. I tillegg benyttes frittstående hvelv for vann- og frostsikring ved behov, og ved hjelp av ulike prinsipper. Den tetthet en bergmasse innehar er en like viktig materialegenskap som det å være selvbærende. Det synes derfor logisk at tunneler som i tillegg til sin midlertidige sikring også skal kles innvendig med betongforing blir dyrere enn de uten.

Å utnytte bergmassens egenskaper, selvbæring og tetthet, er en arv vi har etter mange år med utvikling av tunnelteknologi for gruveindustri og tunnelindustri knyttet til vannkraftutbygging, og som har lært oss nettopp det å stole på disse egenskapene når vi besitter kompetanse til å identifisere disse. Så får man i fremtiden ta opp til vurdering om dette er tilstrekkelig grunnlag for å bygge moderne infrastruktur. Jeg tror imidlertid det er viktig å påpeke at vår industri i Norge besitter denne helt spesielle kunnskapen som kreves for å identifisere disse egenskapene og forstå hvordan man skal kunne håndheve bruken og nytten av dem. Dette er enestående kunnskap. Med innvendig betongforing som standard er jeg redd at denne kunnskapen blir bort, sakte men sikkert, og vi sitter igjen med en tunnelindustri som

ikke lenger innehar kompetanse, kunnskap og erfaring til å nyttiggjøre seg disse egenskapene. Jeg har utallig ganger fått forelagt som årsak til at man bruker NATM og betongforing i prosjekter er fordi det anses at bergmassen er av så dårlig kvalitet at det er helt påkrevet. Mange ganger har jeg selv vært ute av stand til å tolke bergmassekvaliteten dit hen.

For å forstå hvorfor og hvordan den norske tunnelbyggemetoden ble etablert så må man faktisk gå tilbake i historien til tiden etterfølgende den 2. verdenskrig. Etter at denne tok slutt var Norge ett land som ble fulgt opp med Marshallhjelp fra USA. 3 milliarder norske kroner mottok Norge fordelt på vel omtrent 3 millioner innbyggere. Norge var et griskgrendt land, med et ensidig næringsgrunnlag og langt unna den velstandsstaten som det er i dag. Det var viktig å ta grep for å skape industriutvikling, infrastruktur etc. Det var lenge før "Levedyktig" ble et begrep. Løsningen ble å utvikle kostnadseffektive alternativer som kunne forsvares politisk og økonomisk.

Norge, et land med store geografiske og topografiske utfordringer og ressurser, tilgjengelighet på nedbør og med dristige ingeniører er det ikke rart at utbyggingen av vannkraft som hovedbæreren for produksjon av elektrisk kraft ble den første store brukeren av tunneler og bergrom. Vannkraft var allerede vel etablert som energibærer lenge før industriutviklingen i etterkrigstiden, men denne perioden satte fart i utbyggingen, og dermed ble det også fart i utviklingen av tunnelteknologi, tunnelindustrien og velstands Norge.

Sammen med en kulturarv der det har vært stuerent å være dristig, den norske kulturarven viser gjennom generasjoner et folkeferd med sans for risikotaking som våre Vikinger, ble det utviklet nye konsepter på virkelig prosjekter og tunnelteknologien tok store sprang fremover. Disse fremskrittene var knyttet til flere forhold; utvikling av drivemetodikk (både boring/sprengning og TBM), sikringsmetodikk (bolting/ sprutbetong og injeksjon), beslutningstaking, risikodeling i kontraktsforhold, anvendelsen av bergmassen som et byggemateriale for å nevne noe. Norske månelandinger innenfor tunnel- og bergindustrien ble behørig referert til under Fjellsprengningsdagen 2009, det sørgelige er at de fleste av disse stammer tilbake til 60-70 og 80-tallet. Da blir spørsmålet hvor innovasjonen i bransjen har vært siden den gangen? Hva slags prosjekter har vi egentlig drevet i årene etterpå og hvilke månelandinger har dette brakt oss?

Ut fra industriutviklingen i etterkrigstiden oppstod det som man vel kan kalle den norske tunnelbyggemetoden. Kraftverksbransjen var den første og den dominerende i mange tiår, dernest fulgte andre næringer der storstilt bygging av infrastruktur vel først kan sies å ha kommet i de senere år. NFF har siden tidlig på 70-tallet ført nitidig statistikk over produksjonen innenfor tunnelbransjen, med et gjennomsnittlig uttak på rundt 3-4 millioner faste kubikkmeter per år og en anslått verdi av ca. 600mill Euro. Sammenligner vi oss med andre europeiske nasjoner så er dette sannsynligvis ubetinget betydelig større produksjon enn de aller fleste. Foruten Sverige og Finland er nok Sveits det landet som kommer nærmest med i underkant av 2000km tunnel totalt og en årlig omsetning i gjennomsnitt rundt 2mill m3 til en verdi av 600mill Euro. De som skal lære oss hvordan den moderne tunnelen skal bygges er altså nasjoner som bygger betydelig mindre enn det vi gjør selv.

Den norske tunnelbyggemetoden har vært viktig for utviklingen av samfunnet i Norge, ikke bare sørget man for at det ble bygget vannkraftprosjekter som kunne tilføre elektrisk kraft til den norske industrien, man sørget også for at det ble bygget veier og infrastrukturprosjekter til griskgrendte strøk der standard ble tilpasset trafikkbelastningen i hht. prinsippet om "Low Cost Tunnels". Vegtunnelene ble delt i tunnelklasser der trafikkbelastning ble benyttet for å

differensiere mellom tunneler der det var påkrevet med en høyere standard, i forhold til tunneler der det var påkrevet med lavere standard, og spesielt knyttet til geometriske forhold og de tekniske installasjonene som ble bygget. Sikkerheten i ulike klasser infrastrukturtunneler skal være den samme, både denne reelle sikkerheten og den man opplever, uansett trafikkbelastning. Og det har man i sin alminnelighet oppnådd ved rett bruk av de metodene man har tradisjonelt anvendt i Norge. Dessverre har det vært tilfeller av ras og uhell i norske vegtunneler, noe som ikke skal skje, mange av disse har betydelig mer kompliserte årsakssammenhenger enn å alene kunne anføres til utilstrekkelighet ved sikringsmetodikkene.

Det kan være andre forhold som utgjør den dominerende faktoren dersom man skal velge full utstøpning for (enkelte) tunneler, slike som for eksempel høyere krav til operativ status, redusert driftsavbrudd og kortere vedlikeholdsstopp for høytrafikkerte tunneler enn for de med lavtrafikk. Eller 100 års levetid som det blir hevdet i dag.

For tunneler med høy trafikkbelastning (veg) eller høy hastighet (tog) så er det behov for å finne løsninger som gjør at behovet for drift- og vedlikeholdsstengning blir så lite som praktisk mulig. Konsekvensene av slike perioder med stopp er naturlig betydelige større for en bynær tunnel med ÅDT på 100.000 enn en tunnel med tiendeparten eller lavere trafikk. Utgangspunktet i Norge er at vegtunnelene i hovedsak er lavtrafikktunneler, med unntak av tunnelene i det sentrale Østlandsområdet og kun et svært begrenset antall har trafikkbelastning som i det kontinentale Europa, og det samme gjelder vel for togtunnelene også. Dersom man mener at full utstøpning er nødvendig så må det etableres robuste metoder for å skille ut disse tunnelene og ikke skjære alle over en kam.

Nå kan det også være direkte galt å implementere en tunnelstandard som ble benyttet for vannkraftprosjekter, der man ihvertfall for vanntunnelene kan tillate lokal instabilitet. I vegtunneler kan man ikke tillate at slik instabilitet opptrer, ei heller lokalt, og uavhengig av om det er høy- eller lavtrafikkerte tunneler det gjelder. Det betyr imidlertid ikke at det eneste rette svaret vil være full utstøpning, eller gjør det det?

Ved å satse på de metodene som er etablert og i bruk i norske tunnelprosjekter, norsk tunnelkompetanse og videre utvikling av dette burde man ha et grunnlag å bygge på. Muligens også konstatere at full utstøpning ikke nødvendigvis er det eneste alternativet for å ivareta sikkerheten mot nedfall i tunnelene. Og samtidig ivareta kravene til tilgjengelighet, drift-og vedlikehold, samt 100 års levetid.

Det er også blitt hevdet at ved å benytte full utstøpning så kan man redusere omfanget av sikring og injeksjon. Skrekk og gru for en tanke! Som et argument for å innføre et nytt konsept med de usikkerheter det innebærer på produktets endelig kvalitet så legger man til grunn en innsparing på de grunnleggende elementene i tunnelbyggingen. For å si det billedlig; i stedet for å utruste seg med belte og bukseseler innledningsvis (uten å engang ha prøvd buksa) så kaster man begge og håper at buksa henger på linningen.

Sammenlignet med andre lands standarder er det norske tunnelklassesystemet et av få som legger til grunn det spesifikke trafikkgrunnlaget for dimensjonering av en tunnel. Dette er et sunt prinsipp, og det går overhodet ikke på kompromiss med sikkerheten i tunnelen, men differensierer derimot vel kravene til geometri og installasjoner. Sikkerheten skal alltid være tilstrekkelig. At det skjer uhell i norske tunneler med nedfall og ras som vi har hatt enkelte av i løpet av de senere årene, har årsakssammenhenger som er kompliserte og det er mange

faktorer som spiller inn. Som flyindustrien må også tunnelindustrien sette strenge krav til dokumentasjon og oppfølging, der rutiner og kunnskapsoverføring er svært viktig, og der snarveier og juks bannlyses.

Som jeg skrev i fjor, større beløp burde vært 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".

Det ble sterkt etterlyst innovasjon og utvikling av formannen i fjor. Å erstatte utviklingen av den norske tunnelbyggemetoden med "bulk-betong" synes for meg verken å være utviklende eller "Moderne". Hvorfor kan vi ikke identifisere og ta tak i det vi allerede er veldig gode på og utvikle dette videre? For å utvikle det til noe som man på verdensbasis ønsker å implementere. "Sprayed Concrete Linings" som permanent "lining" begynner smått å få aksept også ute i Europa og resten av verden. Drivemetodikk, injeksjon og sikring på tradisjonelt vis, mens det innen vann- og frostsikring fortsatt er mye ugjort. Og "bulk-betong" anbrakt i støpeformer er neppe den optimale løsningen. Derimot må vi fremelske høykvalitetsmaterialer, ny teknologi, høy grad av mekanisering, redusert ressursinnsats og kort byggetid, en tunnelindustri tuftet på høy kompetanse i alle ledd.

Mye er på gang innen vann- og frostsikring også, nye materialer, membranteknologi og nanoteknologi kan bane vei for løsninger som også sikrer eierne den påkrevde forutsigbarhet i drift og vedlikehold, 100 års levetid og forbedret tilgjengelighet for brukerne i den operative fasen. Samtidig så må det finnes en tunnelindustri med grobunn der nytenkning, innovasjon og produktutvikling kan finne sted, med mulighet og incitament for en gang å kunne komme til kommersiell anvendelse.

Når begrepet "moderne" nevnes i samme åndedrag som tunneler og miljøpåvirkning så reises unektelig spørsmålet omkring CO2-regnskapet når man skal anbringe store mengder "bulk-betong" samt en mindre andel armeringsjern. Råmaterialer skal skaffes, produktene skal produseres og de skal anbringes og plasseres i tunnelene. Når mengdene øker som i dette tilfellet så gjør vel også utslippene det samme må man tro, det faller ihvertfall rimelig å anta det. Det gir dårlige odds med hensyn på CO2-regnskapet.

Og tross alt, vi også som brukere og samfunnsborgere er jo alle interessert i å få så høy grad tilgjengelighet og til en så lav kostnad for samfunnet som mulig, både på kort og lang sikt!

EKSEMPEL PÅ TEKNOLOGIUTVIKLING

Tunneler til oljefeltene i Nordsjøen er igjen kommet på agendaen, og det er slettes ikke noe nytt at man ser på muligheten for å kunne drive tunneler fra det norske fastlandet og ut til oljefelter i Nordsjøen for driving av oljefelter fra dedikerte kaverner og installasjoner under sjøen. Allerede tidlig på 80-tallet ble det igangsatt store arbeider med å utvikle konsepter for slike løsninger, men det ble hovedsaklig på grunn av konstruksjonstid og sikkerhetsaspekt

ikke noe av den gangen. Det er ikke sikkert at det blir realisert denne gangen heller, 25 år etter, men konseptet er på nytt gjenstand for interesse.

Etter uhellet i Mexico-gulfen nylig har konseptet på nytt aktualisert seg. I regi av NFF sitt Internasjonale forum var derfor et 40-talls engasjerte utøvere i tunnelbransjen samlet i Sandvika for å høre foredrag og igjen diskutere de muligheter og utfordringer som ligger i slike konsepter. Vi fikk høre foredrag fra ulike aktører fortelle om de vurderinger man gjorde for 25 år siden og de man har gjort i forbindelse med en nylig avsluttet konseptstudie i regi av NorthEnergy for et felt i området Lofoten/Vesterålen.

Invitert til møtet var også flere politikere, dessverre passet tidspunktet dårlig for mange av disse på grunn av kollisjon med ONS i Stavanger, men tre stykker møtte opp og fikk en grundig innføring i dagens tunnelteknologi, utviklingen som har funnet sted siden 80-tallet og behovet for teknologiutvikling innen dette området for den nærmeste fremtid for å kunne realisere bransjens fremtidsdrømmer om tunnel til oljefeltene i Nordsjøen.

Slike konsepter er nært knyttet til kunnskapen om anvendelse av TBM'er (Tunnel Bore Maskin) og utviklingen av denne teknologien. Dette er en teknologi for å drive tunneler på som vi som nasjon utviklet til en spissteknologi gjennom noen tiår med hektisk aktivitet innen vannkraftprosjekter på 70- og 80-tallet, men som siden tidlig 90-tall har ligget i ro i Norge. Andre nasjoner har imidlertid drevet teknologien videre og grovt anslått er kan hende 60-80% av all tunneldriving globalt ved bruk av TBM.

Uten driveteknologi; ingen tunneler til oljefeltene heller. NFF arrangerte derfor et 2-dagers seminar i Bergen i juni i sommer for å friske opp kunnskapen om TBM-teknologi. Dette var godt besøkt, rett i underkant av 100 personer var med og fikk høre norske så vel som utenlandske guruer innen TBM fortelle om utviklingen i bransjen. Ikke bare mulige oljetunneler, men også fremtidige jernbaneprosjekter i Norge kan bli drevet med TBM'er. For å kunne få til dette er det imidlertid behov for å øke kunnskapsnivået i fagmiljøet og blant menigmann. Teknologien er i dag robust og effektiv, men skal man drive tunneler over en slik lengde som for eksempel til oljefelter i Nordsjøen med de utfordringer sokkelgeologien gir, må TBM-teknologien videreutvikles. Og synergien mellom de krav og "spec'er" man lager til oljetunneler kan implementeres for krevende tunnelprosjekter på fastlandet.

Det er klart i tråd med foreningens formål å bidra aktivt med kunnskapsspredning til publikum, beslutningstakere, lokale og nasjonale politikere, miljøforkjempere osv og sørge for at disse får faglig påfyll med oppdatering på hva som er teknologisk status i vår industri. NFF ønsker å delta ytterligere i samfunnsdebatten og fra vårt ståsted sørge for at den vide kunnskapen om teknologi er rasjonell og så korrekt som mulig. Skal beslutninger tas må det være på et faglig forsvarlig grunnlag. Kan hende må det risikovillige nordmenn til for å realisere slike tunneler til oljefeltet, skal det noen gang bli gjort.

AVSLUTNINGSVIS

I naturen finnes en rekke tegn på at det skifter fra én årstid til en annen. Og nå på høsten er det ekstra tydelig hva som skjer rundt oss. Like sikkert som at høsten kommer, like sikkert er det at det stunder mot bransjens årlige mønstring, og at mange nå sitter og forbereder artikler, presentasjoner, stands og taler til Fjellsprengningsdagen. Vi gleder oss til å høre hver og ens bidrag.

I disse høsttider benytter jeg ofte på hytta i Rugldalen, rett nord for Røros besitter familien en liten plass. Vår nærmeste nabo er Ratvolden, småbruket der Johan Falkberget satt og skrev sine fortellinger om bergmannens og hans families tøffe strabaser og slit for å overleve. I dette paradiset sparker vi i kulturhistorie uansett hvor vi legger turen, til Sextus og de andre gruvene i Nordgruvefeltet. Hvor enn vi snur oss her er det historier fra aktivitetene som fant sted tidlig i forrige århundre. Rørosbanen som stryker like ved gjennom Rugldalen er også full av historier, historier fra rallarens liv, mange av dem fulgte byggingen og bidro på ulike vis til utviklingen av lokale samfunn langs banen. Slik kulturhistorie finnes mange steder i Norge!

Som formann i NFF er det spesielt hyggelig å vite at foreningen har en aktiv komité som sørger for at historien om livet som gruvearbeider og rallar ikke går tapt. For kommende generasjoner av medlemmer av foreningen og for ungdommen som vokser opp er dette viktig, det er viktig å ikke glemme grunnlaget for vårt lands velstand. Gruveaktiviteten la naturligvis alene ikke grunnlaget for denne veksten, ei heller jernbanebygging, men begge bistod på sin måte, og det må vi fortelle videre slik at historiene ikke går i glemmeboken. På sitt vis bidro de også til å danne grunnlaget for den teknologiske utviklingen i tunnel- og gruveindustrien, en arv vi nyter glede av i dag og utvikler videre. Og hvert år fortelles noe av historien videre under ”Historisk kvarter” på Fjellsprengningsdagen. Jeg ser frem til å høre årets utvalgte historie!

Det er en mektig følelse og med en betydelig grad av ydmykhet og respekt at man som formann får anledning til å ønske flere hundre delegater velkommen til vårt årlige arrangement. Alene på talerstolen i en sådan stund gir skrekkblandet fryd. I fjor var vi 699 deltakere som møttes for å dele erfaringer, kunnskap og teknologiske vinninger gjennom det siste året. I en vennskapelig, jovial og trygg atmosfære møtes vi for slik utveksling samtidig som vi bygger våre nettverk. NFF’s styre skal gjøre vårt til at Fjellsprengningsdagen blir i tråd med de lange tradisjoner vi har, og de forventninger folk stiller med når de kommer. Klarer vi å inspirere flere enn 700 til å delta i år?

I NFF har vi desisorer som følger vår aktivitet og hvert år samvittighetsfullt rapporterer sine funn til styret i NFF. Dette er positiv og konstruktiv kritikk som styret ser på med stor respekt og ønsker å benytte til foreningens beste. Desisorrapporten for 2009 gav innspill på hvordan Fjellsprengningsdagen kunne gjøres enda bedre. Dette har styret tatt hensyn til og noen forbedringer er blitt gjort for årets gjennomføring. De fleste endringene er små, men vi håper at blant annet bedre lyd og bilde på skjerm vil bidra til å gjøre arrangementet enda artigere å være med på for alle de som deltar. Desisorrapporten inneholder ytterligere punkter som styret jobber med. Kom på Morgenmøtet på torsdag så får dere mer informasjon om styret, styrets aktiviteter og våre mange komiteers høye aktivitetsnivå. NFF er en forening med mange virksomme komiteer og et utvilsomt høyt aktivitetsnivå, spesielt tatt i betraktning at den er tuftet på dugnadsprinsippet.

Kjære venner, da avslutter jeg med å ønske dere alle lykke til med Fjellsprengningdagen 2010, den 48de i rekken. På vegne av styret håper jeg dere alle får en positiv og minnerik opplevelse her, at dere benytter anledningen til å ta imot 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 med årets arrangement alle sammen. Glück auf!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

NORSK TUNNELTEKNOLOGI I FJÆRSTEINENE I HONG KONG

NORWEGIAN TUNNEL TECHNOLOGY AT THE HONG KONG SEASHORE

Siv.ing. Frode Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS)

SAMMENDRAG

Drainage Services Departement (DSD) bygde på midten av 90 tallet tunneler for oppsamling av kloakk og videre rensing. Prosjektet lå på fastlandssiden av Hong Kong (Kowloon). Tunnelene ble drevet av TBM'er og injeksjonen skulle utføres bak stuff. Resultatet ble katastrofalt og innlekkasjen inn i tunnelene var svært store. Dette medførte at grunnvannet sank og det ble setninger på overflaten. Det ble erstatningskrav i milliardklassen og med påfølgende konkurs av entreprenøren. Dette medførte at DSD ønsket å ha den beste og sikreste løsningen før tilsvarende prosjekt på Hong Kong øya ble iverksatt. Først i 2009 følte DSD seg så trygg på løsningen at de turde sette i gang neste byggetrinn. Mange prosjekter ble studert og etter hvert ble den "norske løsningen" med konvensjonell drift og forinjeksjon valgt. Sintef har vært en sentral rådgiver for DSD i valg av løsning.

Faktaopplysninger:
Tunnel: 7.500 m med tverrsnitt 14,7 m2
Sjakter: 5 sjakter med dybde fra 80 til 130 m
Betong: 140.000 m3
Byggetid: August 2009 – Oktober 2013
Kontraktssum: 2,54 milliarder HK$
Entreprenør: JV Leighton - LNS

SUMMARY

In the middle of the nineties Drainage Service Departement (DSD) in Hong Kong built tunnels for sewage clarification. The project was located at the Hong Kong mainland (Kowloon). The tunnel was excavated by TBM and the grouting was executed behind face. The result was a disaster and the water ingress in the tunnels was considerable. The ground water was sinking and it became subsidence on the surface. The claims for damages were enormous and the contractor was bankrupt. DSD decided that they would not start next stage before they had the best and safest solution in the world. Not until 2009 DSD felt that they had found a solution. DSD was studying many projects around the world and in the end DSD preferred a "Norwegian solution" with using drill & blast and pre-grouting. Sintef was a very important adviser for DSD.

Facts:
Tunnel: 7.500 m, cross section 14,7 m2
Shafts: 5 shafts with a depth from 80 to 130 m
Concrete: 140.000 m3
Time of construction: August 2009 – October 2013
Amount of the contract: 2,54 milliarder HK$
Contractor: JV Leighton - LNS

INNLEDNING

Siden DSD hadde valgt en "norsk løsning" fikk LNS henvendelse fra Leighton om samarbeide på prosjektet. I utgangspunktet var LNS negativ til å ta et prosjekt i en storby i Asia. For LNS har Chile vært et satsingsområde og Asia var definitivt ikke en del av denne planen. Men etter å ha studert prosjektet nøyere økte lysten for å delta. Det ble bestemt at vi skulle danne et fullt integrert Joint Venture (JV LLNS) sammen med Leighton. Prosjektet bestod av to deler, HATS 23 og HATS 24. Selv om dette er et fullt integrert Joint Venture så er det foretatt en grov arbeidsfordeling hvor Leighton er ansvarlig for rigging, sjakter og betongarbeider mens LNS er ansvarlig for tunneldriving og injeksjon. Det ble kjørt en prekvalifiseringsrunde og JV LLNS var en av tre entreprenører som ble prekvalifisert. I anbudsdokumentene var det utrykkelig presisert at ingen entreprenører kom til å få begge entreprisene. Det gjorde sannsynligheten for å kunne få et av prosjektene svært stor!

HATS 23 bestod av ca. 12,5 km tunnel med bl.a. kryssing av sundet over til fastlandet. HATS 24 bestod av 7,5 km tunnel fra Aberdeen til Say Ying Pun. Det er ikke til å legge skjul på at HATS 23 var den mest interessante kontrakten. Denne var størst, men hovedårsaken var at de geologiske forholdene var mye enklere med en god granitt som hovedbergart. Vi lyktes ikke med å få denne, men ble valgt som entreprenør for HATS 24. Kontraktssummen var 2,54 milliarder HKD (ca. 2,1 milliarder NOK).

Tunneltrassen går "langs fjæra" fra Aberdeen til Sai Ying Pun. Prosjektet består av 5 sjakter som skal drives fra overflaten og ned. Sjaktene har dybde fra 60 til 130 m. Øverste del av sjaktene består av 8 til 80 m løsmasser. For å stabilisere disse ble det brukt slissevegger og rørspunt. Det skal utføres forinjeksjon i de delene av sjaktene som er i fjell. Fra bunnen av disse sjaktene skal tunnelene drives. Valgte tunneltverrsnitt er 14,7 m2 og det skal støpes ut to gjennomgående hull for overføring av kloakkvann.

Myndighetene i Hong Kong tildeler de enkelte tunnelprosjekter en angitt trase med grenser hvor den enkelte utbygger må holde seg innefor. Dersom det sprenges utenfor angitte grenser må dette fylles med betong i etterkant.

Å drive tunneldrift i en verdensmetropol som Hong Kong byr på en rekke utfordringer. Det må i langt større grad enn det vi er vant med i Norge innhentes tillatelser for det meste som skal gjøres. Ofte er det en omfattende korrespondanse og møtevirksomhet som skal til før endelige tillatelser gis. Innhenting av tillatelser o.l. faller i langt større grad på entreprenøren enn det vi er vant med fra hjemlandet vårt. Byråkratiet er mye større, komplisert og rigid enn vi kunne forestilt oss. Heldigvis har vår samarbeidspartner, Leighton, lang erfaring fra Hong Kong og derfor vært til stor nytte for LNS.

Kontraktsform er en EPC-kontrakt. Men for første gang i Hong Kong skulle entreprenøren få betalt for medgått sikring og injeksjon. Dette er en delvis norsk kontraktsmodell med enhetspriser og risikofordeling, og var avgjørende for at LNS i det hele tatt kunne være med i prosjektet. At dette ble en del av kontrakten kan nok tilskrives Sintefs deltagelse i prosjektet. Tidsforbruket er imidlertid entreprenørens risiko.

BYGGHERRENS KRAV TIL UTFØRELSE

For å unngå samme problemer som første byggetrinn satte byggherren mange strenge krav til entreprenørene og utførelsen av prosjektet. Særlig gjaldt dette utstyret, krav til utførelse av tunnelen og særlig til forinjeksjonen. Flere entreprenører i Hong Kong hadde vanskeligheter med å skjønne hva forinjeksjon innebærer og leverte derfor ikke anbud! Byggherren ønsket seg ”state of the art”!

Entreprenøren skulle selv velg tverrsnitt, men valgte tverrsnitt skulle ligge mellom 9 – 20 m2. Vårt valg av tverrsnitt ble etter lang vurdering satt til 14,7 m2. Utstyret vi kunne bruke kunne ha en maksimal høyde på 2,4 m. DSD mange krav gjorde det svært vanskelig å velge utstyr som passet inn i et så lite tverrsnitt.

For langhullsboring nevner vi noen krav:

1. Maksimalt boreavvik på langhullsboring er 2 %!
2. Maksimalt ansettavvik på 50 mm!
3. Minimum borehullsdiameter på 45 mm, hullengde fra 15 til 25 m.
4. Stangmagasin.
5. Datasystem.
6. Logging av opplysninger som hull nummer, hull type (sonder-, kontroll- eller injeksjonsboring), retning, hullengde, tidsforbruk, borsynk, registrering av mater-, rotasjons-, slagverkstrykk etc.

Injeksjon:

1. Datasystem.
2. Det skulle benyttes injeksjonsrigg med minst 3 linjer.
3. Kun bruk av microsement.
4. Colloidal mixer med minimum 1500 omdr/min.
5. Samme mixer for sement og silica.
6. Dobbeltvirkende stempelpumpe med kapasitet på over 75 bar.
7. Logging av opplysninger som hullnummer, resept, start og stopp av injeksjon, målt vanntrykk, hullengde, packerposisjon, injisert mengde, trykk etc.

Salveboring:

1. Fulldatarigg.
2. Rapportering minst 12 timer til byggherren før neste sprengning!
3. Logging med rock mass mapping, borelogg, lading, sprengstofforbruketc.

Tunneldriving i Hong Kong er i stor grad basert på British Standard og har i de senere år i stor grad vært utført med TBM. Miljøet i Hong Kong er konservativt til ny teknolog og metoder,

spesielt innefor tunneldriving. Et tungrodd lokalt byråkrati gjør at de er forsiktige med å godkjenne noe nytt uten å ha full helgardering.

Myndighetene godkjenner ikke lagring av sprengstoff på anlegget. JV LLNS vil bruke emulosjonssprengstoff fra Oricha og dette er som kjent ikke sprengstoff før det lades i borehullet. Det eneste sprengstoffet som trenger lagring er til tennere og primere. Et lager på ca. 30 kg ville vært nok til en ukes forbruk. Levering av sprengstoff skjer kun to ganger i døgnet og da kun til en salve! Dette betyr at sprengstoff kjøres to ganger gjennom byen hver dag og betyr i klartekst at det er nesten umulig å få til mer enn to salver i døgnet. Etter vår mening må det være mye bedre å kjøre sprengstoff en gang gjennom byen i uka og heller gi tillatelse til lagring av 30 kg sprengstoff i tunnelene. Denne saken jobbes det med for tiden, men det synes som svært lite sannsynlig å få gjennomført!

SJAKTENE

I prosjektet var det i alt fem sjakter; Aberdeen, Wah Fu, Cyberport, Sandy Bay og Sai Ying Pun. Det ble skilt mellom produksjonssjakter (hvor tunneldrivingen skulle foregå fra) og utslippsjakter. Opprinnelig plan var å drive tunnelene fra sjaktene i Aberdeen, Sandy Bay og Sai Ying Pun. På grunn av en gasstanke i nærheten av sjakten i Aberdeen ville ikke Mining Department i Hong Kong gi tillatelse for å sprenge i denne sjakten. Vårt driftsopplegg måtte endres og Cyberport ble endret fra utslippsjakt til produksjonssjakt. Tunneldrivingen vil derfor skje fra Cyberport, Sandy Bay og Sai Ying Pun. Alle sjaktene forinjiseres i fjell. Over produksjonssjaktene bygges bygg for heising og for å redusere støyen fra sjakt- og tunneldrivingen. I bunnen av sjaktene er lages det omfattende infrastruktur tunneler for verksted, mellomlagring av stein, by-pass tunneler, lagertunneler etc. Riggområdene på sjakttoppen er svært begrenset og dette stiller store krav til entreprenøren. Kort beskrivelse av sjaktene:

Aberdeen: Utslippsjakt. Sjakten ligger på enden av parsellen. Den har en totallengde på 85 m hvorav 28 m er i løsmasser. Sjakttoppen sikres med rørspunt. I grunnen ble det påtruffet store betongkonstruksjoner og dette har forsinkelser i fremdriften. Dette har så langt ført til 160 dagers ekstra byggetid. Siden det er sprengningsforbud vil fjellet i sjakten tatt ut mekanisk. Injeksjonen skal utføres på vanlig måte. Det vurderes om sjakten skal utvides fra utslippssjakt til produksjonssjakt. Dette for å kunne ha flere angrepspunkt dersom det blir forsinkelser i prosjektet.

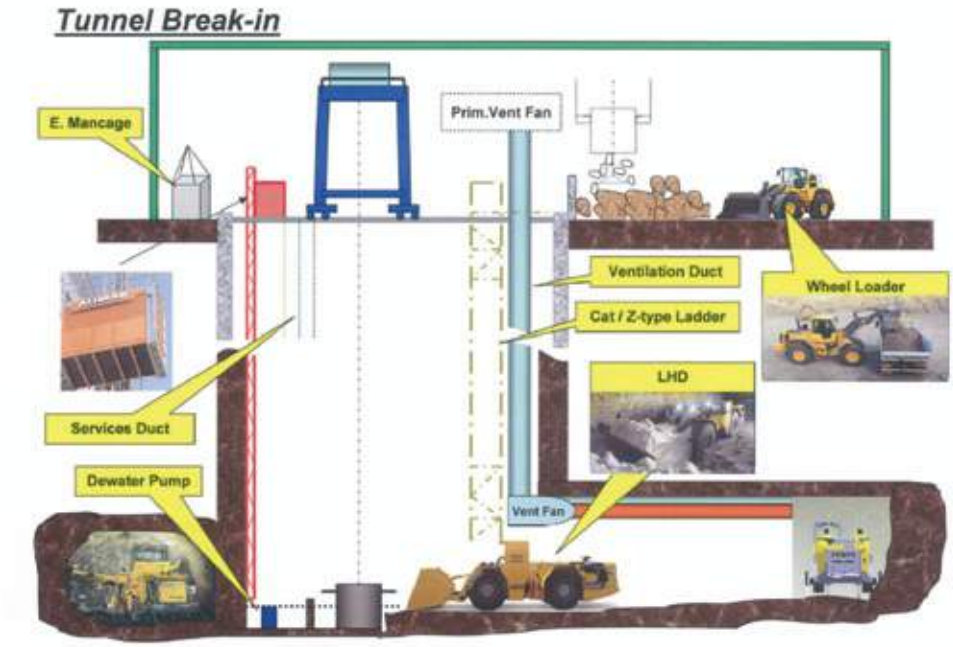
Wah Fu: Utslippssjakt. Sjakten har en totallengde på 93 m hvorav 9 m er i løsmasser. Sjakttoppen sikres med rørspunt. Det vurderes nå om sjakten skal tas ut med raise boring, RCD eller sprengning. Drivingen av sjakten er ikke kritisk for fremdriften.

Cyberport: Produksjonssjakt. Sjakten ligger i en ”bedre” del av byen. Å få bruke dette stedet som produksjonssjakt istedenfor utslippssjakt var derfor ikke problemfri. Sjakten har en tunnellengde på 82 m hvorav 13 m er i løsmasser. Sjakttoppen er sikret rørspunt. Over sjakten er det montert et stålbygg med kran for heising av masser, utstyr etc. Bygget er også for å dempe støyen til omgivelsene (Noise enclosure). Fra Cyberport skal det drives tunneler mot Sandy Bay og Aberdeen. Tunnelen mot Aberdeen er den mest tidskritiske i hele prosjektet.

Sandy Bay: Produksjonssjakt. Sjakttoppen er sikret med slissevegger. Slisseveggen forankres ca 1 m ned i fjellet og det utføres en kontaktinjeksjon mellom slisseveggen og fjellet. Sjakten

har en totallengde på 129 m hvorav 30 m er i løsmasser. Ca. 30 m over sjaktbunnen drives det 15 – 20 m mot Cyberport for å "ta mot" tunnelen derfra. I nærheten av sjakten er det et barnesykehus og det stilles store krav til støybegrensinger og det er derfor montert "Noise enclosure" over sjakttoppen. Fra sjaktbunnen drives tunnelen mot Say Ying Pun.

Say Ying Pun: Produksjonssjakt. Sjakten er sikret med slissevegger. Sjakten har en totallengde på 154 m hvorav 96 m er i løsmasser. Denne sjakten er svært utfordrende. Slisseveggen forankres ca 1 m ned i fjellet og det utføres en kontaktinjeksjon mellom slisseveggen og fjellet. I skrivende stund viser det seg at et av panelene i slisseveggen ikke har god nok forankring i fjellet. Med nesten 80 m vanntrykk må dette punktet være helt tett. Det er derfor et stort fokus på denne saken. Fra sjaktbunnen skal det drives tunnel mot Sandy Bay.



Figur 1 Prinsippskisse sjakter.

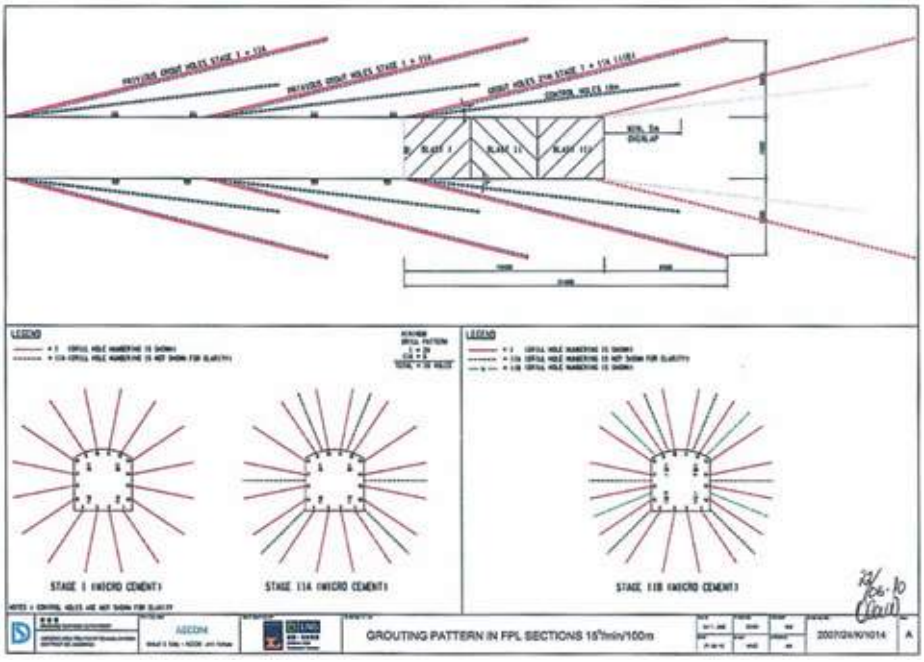
INFRASTRUKTUR I SJAKTBUNNEN

I bunnen av alle produksjonssjakter må det etableres infrastrukturtunneler. Disse brukes til verksted, bay-pass tunneler, mellomlager for stein, lager mm. Infrastrukturtunnelene skal fylles med betong etter at overføringstunnelene er ferdig sprengt. Det er derfor svært viktig at tunnelene gjøres så små som overhodet mulig. Hver kubikk fjell som må fjernes må erstattes med tilsvarende volum betong. Det er lagt store ressurser i planleggingen av disse for å få en mest mulig optimal løsning.

TUNNELENE

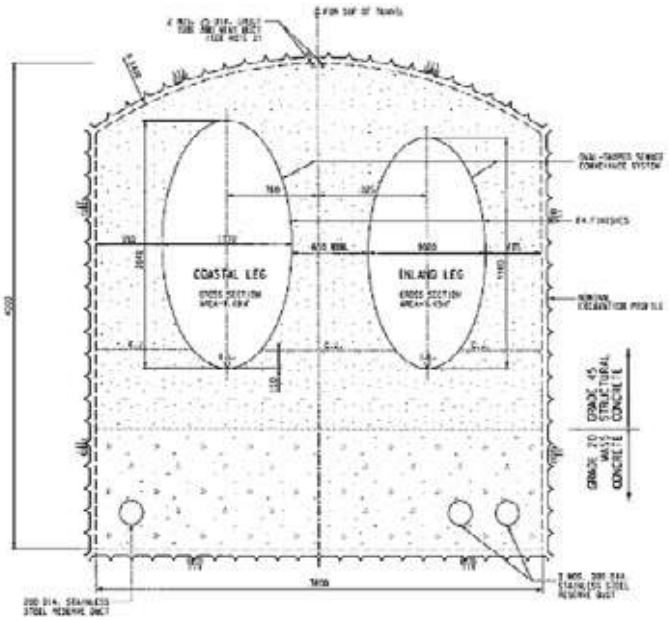
Det er lagt en rekke restriksjoner på tunneldrivingen. Transport kan kun skje i tidsrommet 07.00 – 19.00. Salver som sprenges etter denne tid må mellomlagres og heises opp på dagtid. Dette gjør at det må være en stor krankapasitet i sjaktene. Lagring av massene fra tunnelene er ennå ikke avklart. Sjaktene er plassert nært havet og det jobbes for å få sjøtransport av massene. Etter at tunnelene er ferdig sprengte støpes det ut to gjennomgående hull for overførsel av kloakkvann. Entreprenøren får betalt for teoretisk betongforbruk. Det betyr at merforbruk utover prosjektert kontur er entreprenørens ansvar. Dette gjør at både byggherren og entreprenøren har satt svært strenge krav til konturssprengningen. Alle salvene skal bores i fulldata. Dette vil være et absolutt overfor alle boreoperatører. Konturen kommer til å bli boret tett og det kommer til å bli satt strenge krav til ladingen.

Det er satt ulike krav til innlekkasje langs traseen. Tillatt innlekkasje er fra 5 l/min/100 m til 50 l/min/100 m. Så lenge injeksjonen utføres på stuff betaler oppdragsgiver for dette. Blir det nødvendig å utføre ytterligere injeksjon bak stuff bærer entreprenøren risikoen. Det forutsettes derfor kun forinjeksjon og bruk av microsementer. Temperaturen i berget i Hong Kong gjør herdingen vil skje svært raskt og kommer til å bli en utfordring. For områdene med de strengeste innlekkasjekravene dvs. mindre enn 15 l/min/100 m utføres det en systematisk forinjeksjon. I de områdene med mindre strenge krav vil injeksjonen bare utføres dersom sonderboring og vanntapsmålinger viser at dette er nødvendig. Byggherren har beskrevet "first pass lining" i de områdene med de strengeste innlekkasjekravene. Meningen er at det skal strosses ekstra ut og støpes etter man har passert området. Dette er en svært arbeidskrevende og etter vår mening lite hensiktsmessig måte å utføre dette på. Det legges opp til at forinjeksjonen skal være så effektiv at dette kan unngås.



Figur 2 Injeksjonsskjerm ved maks innlekkasje på 15 l/min/100 m (Woldmo Consulting)

Sikringen utføres på tradisjonell måte med rensk, bolter og sprøytebetong. Det nye er at byggherren faktisk er villig til å betale for medgått mengde og bærer risikoen for dette. Geidene til tunnelriggen er for lange for å kunne bore for bolter. Det kunne vært valgt geider som gjorde bolteboring mulig, men det ville gått på bekostning av langhullsboringen. Bolterboring vil bli utført av Sandvik 122R.



Figur 3 Ferdig utført tunnel.

HMS

Fokuset på HMS-arbeidet er langt større i Hong Kong enn det vi er vant med i Norge. Dette er meget bra, men det kan virke i mange sammenhenger som om det sees bort fra individets evne til å tenke selv. Leighton har en internasjonal kampanje som kalles Strive for LIFE og denne er i bruk også på HATS prosjektet. Denne kampanjen har et ekstra fokus på HMS. Målet er å kjøre alle prosjekter uten skader og ulykker. Hver morgen samles alle arbeidere på de ulike arbeidsstedene og gjennomfører "Toolbox talk". Toolbox talk inneholder følgende faste saker:

1. Gjennomgang av dagens arbeidsoppgaver.
2. Hva er de største risikomomenter?
3. Hvordan kan vi oppnå størst mulig sikkerhet?

Deretter er det felles morgengymnastikk hvor alle ansatte deltar! Arbeiderne er godt oppvarmet når dagens arbeidsoppgaver starter opp. Dette har en meget preventiv virkning mot

skader og ulykker og burde vært gjennomført i Norge også. Ledelsen i prosjektet leder gymnastikken med jevne mellomrom og dette er et særdeles populært tiltak.

Ved all sprengstoffleveranse medfølger det bevæpnede vakter! Det leveres kun sprengstoff til en salve. De bevæpnede vaktene holder vakt helt til salven er avfyrt. Myndighetene har meget strenge krav til behandling av sprengstoff. Men for oss nordmenn virker det hele svært dramatisk og overdrevet.

Som et tiltak for å unngå ulykker kommer det jevnlig personer fra andre prosjekter som har vært utsatt for ulykker. Disse forteller hva de har opplevd og hvordan slike ulykker kan unngås i fremtiden. Mange av historiene er sterke og dette medfører at den enkelte arbeidstaker er ekstra skjerpet.

For hver måned hvor det er arbeidet uten skader og ulykker trekkes det blant alle ansatte en pengepremie såkalt ”Lucky draw”. Månedens beste underentreprenør på sikkerhet får også en ekstra bonus.

GEOLOGI

Geologisk kart over området viser at bergrunnen langs den planlagte tunneltraseen er dominert av granitt og tuff. Kjerneboringer viser at granitten i store områder er meget massiv med stor avstand mellom sprekker og viser RQD på 100.

Tuffen i området er meget spesiell og langt fra porøs og svak som tuff normalt kan være. Tuffen synes å ha ligget helt inntil granittmagmaet da det trengte opp og i tillegg er tuffen gjennomskåret av mange syenitt ganger. Nærheten til granittmagmaet og gangen som har trengt gjennom tuffen har gjort at tuffen har blitt utsatt for mye varme og nærmest rekrystallisert til en hornfelds. I Hong Kong kaller de den krystallin tuff.

Kjerneprøver av krystalline tuff kan nesten forveksles med finkronig granitt. Største forskjellen er at i den krystalline tuffen er oppsprekningen ofte meget uryddig, mens den i granitten ofte er orientert i 3 hovedretninger. Kjerneprøvene av tuffen indikerer at det kan være store områder med relativt massiv krystalline tuff.

Tunnelsystemet vil krysse 2 meget markerte svakhetssoner. På kartene er disse markert som breie soner, men kjerneboringer indikerer at det mest sannsynlig er mange små parallelle soner med oppsprukket berg imellom.

Store deler av tunnelen går under utbygd områder som har blitt opparbeidet ved utfylling på sjøbunnen. Nærmest berg er det ofte flere meter tykke lag med siltig, leirige marine sedimenter Videre opp er det forskjellige som oftest ymse fyllmasser, men også steinfylling.

Den store utfordringen for tunnelen er at den går under løsmassedekte områder og at drenering av grunnvannet kan gi setninger i terrenget over. Riktignok ligger dette ut mot havet, men leirdekket på berg ut mot sjøen kan hindre rask tilbakefylling av grunnvannet dersom tunnelen kommer til å drener det. Et tilsvarende tunnelsystem for kloakk på Kowloon området førte til store problemer og myndighetene stiller derfor meget strenge krav til innlekkasje i tunnel under drivingen for dette prosjektet.

I anbudet har det vært beskrevet sonderboringer med injeksjon når målt innlekkasje er større enn et vist kriterium samtidig som det er stilt krav om total innlekkasje over strekninger av tunnelen. For å få bedre kontroll med lekkasjesituasjonen har vi introdusert de norske erfaringene med kontinuerlig og systematisk injeksjon på stuff.

UTSTYR

I anbudsfasen ble det tidlig klart at de fleste leverandører ville få problemer med å møte alle de kravene som ble krevd i anbudsdokumentene. Tunneltverrsnittene var små og det var svært vanskelig å få utstyr til å passe inn i de små med alle nødvendige spesifikasjoner. Særlig gjaldt det tunnelrigger og injeksjonsutstyr. For å møte alle disse kravene burde tverrsnittene være nærmere 30 m2. Det ble jobbet tett opp mot leverandørene for om mulig finne løsninger. Etter hvert ble det klart at norske Andersen Mek. Verksted As (AMV) var i en særstilling for å løse alle problemene. Hvor andre leverandører "kastet inn håndkleet" viste AMV en svært offensiv holdning. AMVs inntreden var avgjørende for at JV LLNS lyktes med å få kontrakten i Hong Kong! Det ble investert 4 stk tunnelrigger, 3 stk AMV 2GB-CC og 1 stk AMV Crawler. Dette er en prototype, tunnelrigg på belter. Denne vil bli brukt i sjakter samt reserverigg for tunnelriggene. For utenom tunnelutstyr og injeksjonsutstyr ble det investert i ladeutrustning, kabeltromler og servicecontainere fra AMV. Det ligger i leveringsavtalen at AMV skal til enhver tid ha verkstedpersonell på prosjektet i Hong Kong.

Figur 4 To-boms tunnelrigg AMV 2GB-CC. Hytten er iI nedsenket posisjon.

Foto 1 AMV Crawler. Til bruk i sjaktene og reserve tunnelrigg.

Normet var en annen leverandør som viste seg svært løsningsorientert og som i høyeste grad har implementert en ”norsk” tenkemåte i utforming av utstyr. Det ble bestemt at det skulle investeres 3 stk sprøyteroboter (Normet Spraymec 1050 WPC) samt 11 stk dumper (Normet Variomec 1090D) for massetransporten.

Av annet utstyr nevnes det at utlastingen vil skje med 3 stk Heggloader 7HR. Som reservelaster er det valgt Atlas Copco ST 7. Disse vil også bli brukt for å laste fra mellomlager og i korg for i sjakter for videre oppheising.

Alt utstyret er investert av JV LLNS. Etter at prosjektet er ferdig kan en av partene overta det til takstpris, selges på det åpne markedet eller at det leveres tilbake til leverandøren.

Følgende hovedmaskiner er kjøpt:

Tunnelrigg:
3 stk AMV 2GB-CC
1 stk AMV Crawler
3 stk Sandvik 122R

Injeksjonsrigg:
3stk AMV Grouting

Laderigg:
3 stk AMV ladekorger med påmontert Mini SSE fra Oricha

Spruterigg:
3 stk Normet Spraymec 1050 WPC

Dumpere:
11 stk Normet Variomec 1090 D

Lastere:
3 stk Heggloader 7 HR
3 stk Atlas Copco ST 7

Diverse utstyr:
11 stk ventilasjonsvifter Cogemacoustic
4 stk AMV kabelvinder
3 stk AMV service container
3 stk JCB 520-40 Telehandler
3 stk JCB 8016 Minigraver
9 stk JCB Groundhog 4x4
6 stk Normet Multimec 6600 (med 3 stk sakseplattformer, 4 stk 3 m3 betongtromler,
4 stk materialkassetter, 18 stk base kassetter)
3 stk Paus RL 852 TSL (med 3 stk hyd. hammere, 3 stk remote controlled man basket)
1 stk JCB JS175 W/TBA hjulgravemaskin
2 stk JCB 436 ZX hjullastere

SLUTTKOMMENTAR

Prosjektet er ennå i en tidlig fase. De økonomiske prognosene ser så langt ut til holde. Å ta prosjekter i Hong Kong byr på helt spesielle utfordringer. Ofte kan dette være en tålmodighetsprøve. Byggherren er meget fornøyd med at det er en norsk entreprenør med i prosjektet. Norsk tunnelteknologi er en etterspurt vare som vi burde være langt flinkere til å eksportere!

Referanser:

Injeksjon: Ola Woldmo, Woldmo Consulting As

Geologi: Sverre Barlindhaug, Multiconsult As

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

LEVETID FOR TUNNELER – ET VIDERE PERSPEKTIV ENN SNORKLIPPING

The Lifetime of tunnels – in a wider perspective than time and cost

Sjefsingeniør Ruth G.Haug, Statens Vegvesen
Prosjektsjef Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG
Jernbaneverket og Statens vegvesen forvalter til sammen eierskapet til om lag 1800 tunneler. De senere års erfaringer innebærer at drift og vedlikehold, rehabilitering og reinvestering av disse infrastruktur elementene er en utfordrende og kostnadskrevende oppgave. Vi trenger kunnskap og kompetanse for å møte denne utfordringen framover og forfatterne her mener at mye av denne kompetanseøkningen kan ligge i hvordan vi utnytter den kunnskapen og de ressursene som allerede finnes. Dvs at det ligger et stort potensiale for et bedre samfunnstjenlig tunnelprodukt gjennom helhetstenkning og tverrfaglig forståelse. En større grad av helhetsperspektiv vil kunne medføre mer optimale løsninger både innen tekniske, økonomiske og organisasjonsmessige utfordringer.

SUMMARY
The Norwegian Rail Adminstration and The Norwegian Public Road Administration manage the ownerhip of appr 1800 road and rail tunnels. The recent years we have experienced an increased need for maintenance and repair of tunnelstructurs, not necessarily very old ones. And the cost and technical challenges related to this matters are demanding. There is an instant need for increased knowledge and expertise in this field. According to the authors, it is believed that there is a huge potential, reaching this by using the existent resources in a better way. There is an increased need for professionals who have an overall view. We believe this to a large extent can be solved by working more interdisciplinary and put more emphasis on the experience related to maintenance and repair. This knowledge must to a greater extent be leading for planning and construction.

1. BAKGRUNN
Det er et tankekors når vi erfarer at relativt nye tunneler må gjennomgå tunge vedlikeholdsarbeider allerede få år etter at de ble bygget. Samtidig ser vi at en del tunneler som ble bygget for mange ti-år siden, kanskje opp i mot 100 år siden er lite vedlikeholdskrevende. Hvorfor oppstår disse forskjellene?

Det kan være mange årsaker til at vedlikeholdskostnadene i et livsløpsperspektiv varierer mye fra tunnel til tunnel. Geologien spiller selvfølgelig en viktig rolle, men andre avgjørende faktorer er også hvordan anlegget er planlagt, hvordan det er bygget og hvilke løsninger som er valgt, og ikke minst hvordan det løpende vedlikeholdet er ivaretatt.

2. ULIKE MILJØER FOR PLANLEGGING, PROSJEKTERING, BYGGING OG DRIFT OG VEDLIKEHOLD

Et tunnelanlegg planlegges og prosjekteres ofte innen for ett miljø, bygges innenfor et annet miljø og driftes og vedlikeholdes innenfor et tredje miljø. De enkelte miljø besitter bred og god kompetanse, utfordringen slik vi ser den, er at mye av den erfaringen som gjøres ikke utveksles i tilstrekkelig grad på tvers av miljøene. I mange sammenhenger er heller ikke kriteriene som definerer måloppnåelsen for hver av fasene samstemt med hverandre.

Figur 1: Figuren setter søkelys på de relativt skarpt avdelte fagmiljø vi operer med i de ulike faser i et prosjekts utvikling. Likeledes er budsjettene for de ulike fasene innen ulike ansvar.

2.1 Samarbeid på tvers

Vi mener at det største forbedringspotensialet med tanke på mer samfunnstjenlige løsninger, ligger i tverrfaglighet og helhetsforståelse. Ved større grad av samarbeide på tvers av miljøer og faggrenser, vil man få til bedre helhetsløsninger hvor også hensyn til fremtidig drift og vedlikehold er ivaretatt.

Allerede når premissene for tunnelanlegget legges og gjennom de tidlige planfasene, er det viktig å legge føringer for hvordan anlegget skal driftes og vedlikeholdes når det står ferdig. Her er det viktig at erfaringene fra den fasen tas inn i planleggingen og medvirker til utforming av gode og vedlikeholdsvennlige løsninger som mulig. Drift og vedlikehold bør i langt større grad enn i dag, bli premissgiver for plan og byggefase.

Likeledes må også erfaringer fra anleggsgjennomføringen være med på å forme beskrivelsen av tunnelanlegget og valg av løsninger og hensiktsmessige angrepspunkter. Dette er viktig for å oppnå en beskrivelse som det lar seg gjøre å bygge etter på en praktisk måte. For å redusere omfanget av usikkerhet ved gjennomføring, er det også helt nødvendig med god og detaljert planlegging i forkant. Det vil ikke være mulig å vite alt om de grunnforholdene man må forsere, men jo mer man vet, jo bedre rustet vil man også være til å håndtere uforutsette forhold som eventuelt avdekkes under tunneldrivingen.

Generelt kan vi si at det viktigste verktøyet vi har for økt bruk av tverrfaglig kompetanse ved prosjektgjennomføring er kommunikasjonsverktøyet. Dette er i stor grad en personlig egenskap vel så mye som en kunnskap. Dermed blir ikke bare ingeniørens kompetanse, men også personlige egenskap en viktig faktor for et vellykket resultat. Det er menneskene i verdikjeden som til sammen skaper det endelige resultat og kvalitet.

2.2 Hvor ligger prestisjen og hva kjennetegner et vellykket prosjekt?

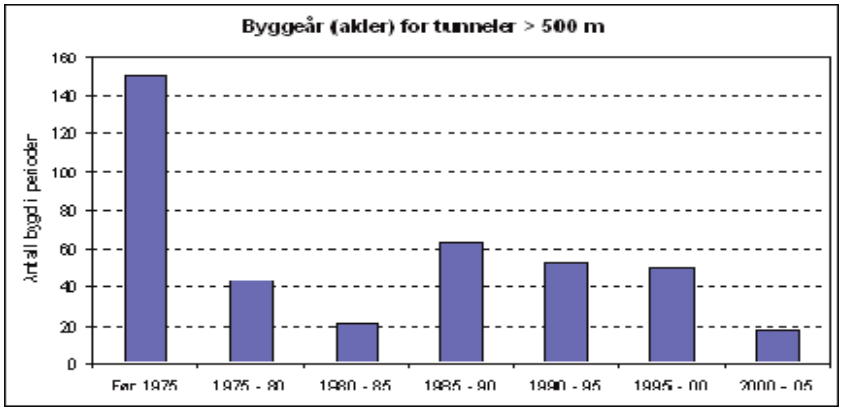
Planleggings- og prosjekteringstiden for et tunnelanlegg ligger normalt på 5 – 15 år. De fleste tunnelanlegg som er bygget i Norge har hatt en anleggsperiode på 3 – 5 år. Deretter er det

forventet at tunnelen skal driftes og vedlikeholdes i 50 – 100 år. Erfaringsmessig er det de 3 – 5 årene med anleggsvirksomhet det er knyttet mest fokus, oppmerksomhet og ikke minst prestisje til. Det er i denne fasen, budsjettene er mest i fokus og en prosjektleder blir tradisjonelt målt i første rekke på kostnad og tid. Levering av et anlegg innenfor kostnads- og tidsrammene for denne fasen er ofte det viktigste kriteriet på gjennomføring av et vellykket prosjekt. Kvaliteten og robustheten av anlegget kommer først til syne etter overlevering til drifts- og vedlikeholdsorganisasjonen. Kostnadene knyttet til denne fasen blir et resultat av hva som er gjort i de foregående fasene ved planlegging, prosjektering og bygging av anlegget og vil således vanskelig la seg styre. Likeledes er det byggekostnaden som tillegges vekt både i tidlig fase og i KS1 og KS2 prosesser. (ekstern prosjekt kostnads kontroll). Vi har enda ikke kommet dit hen at det i tilstrekkelig grad etterspørres levetidskostnader forbundet med det enkelte alternativ.

Et ensidig fokus på kostnad og tid i utførelsesfasen i kombinasjon med manglende fokus på kvalitet for det ferdige anlegget og hva som er viktig i fasen med drift og vedlikehold, bidrar i mange tilfeller til høye livsløpskostnader. Vi etterspør vurdering av ønsket kvalitet over en levetid. Hvorfor knyttes det ikke mer prestisje til å legge inn kvaliteter i de tidlige fasene av et prosjekt når vi etter hvert erfarer hvilken betydning dette har for livsløpskostnaden til en tunnelkonstruksjon og derved totalkostnaden ved et prosjekt?

3. BYGGHERRENS ERFARINGER

De norske vegtunneler utgjør om lag 1050 tunneler med en samlet lengde på ca 1000 km. De 30 undersjøiske tunnelene utgjør alene 100 km. De aller fleste ligger i tunnelklasse B, dvs med en lenge mellom 0,5 og 10 km, og en årsdøgntrafikk på under 4000 kjøretøyer /døgn.



Figur 2: Antall tunneler over 500 m og alder

Siden 1985 er det bygget relativt mange tunneler i Norge. Disse ble bygget under andre kriterier enn i dag, og hovedmålsetningen for tunnelen som konstruksjon var ofte knyttet til rassikring, et godt alternativ til framkommelighet og vegutløsninger. Standardkravene var noe helt annet enn i 2010. Etter 20 -25 år , erfarer vi nå at vedlikeholdskravene og ikke minst sikkerhetskravene til disse tunnelene er i ferd med å utløse store summer. Tunnelmetodikken med enkle krav og løsninger ble også muligens trukket for langt inn i nyere generasjoner tunneler som hadde til hensikt å utløse mer høytrafikkerte behov. Dette kan kalles

etterpåklokskap, men likevel en viktig erkjennelse og ta med seg i videre tunnelplanlegging. Ikke minst når vi i dag vektlegger en forventning om 100 års levetid.

Figur 3: Eldre og nyere tunneler med dets styrker og svakheter

Undersjøiske tunneler som et ganske særegent norsk fenomen er bygget jevnt og trutt siden Vardø tunnelen stod ferdig i 1982. Det er den første og eldste undersjøiske og det viser seg at denne bærer sin alder relativt godt. Det er betimelig å spørre om man den gang var mer ydmyk til oppgaven slik at de beste beslutninger og valg ble tatt. Statens vegvesen har siden den gang bygget 30 undersjøiske tunneler og teknologien strekkes år for år med dypere, lengre og mindre overdekning. Livsløpsmessig er kvaliteten svært varierende, men vi ser et økende behov for å skifte ut vann og frost sikring, elektroteknisk utstyr og også bergsikring. De årlig kostnader knyttet til vedlikehold og drift av disse tunnelene er store, og kostnadene er i stor grad knyttet til vifte og pumpekostnader. I høytrafikkerte tunneler er også tunnelvask en kontinuerlig driver i kostnadsbildet. En erkjennelse er også at kostnader til stengt tunnel og omkjøringsalternativer er store og krever planlegging. Dette er viktig erfaring som bør settes på dagsorden for moderne tunnelplanlegging og bygging.

Figur 4:Tunnelvask og vaskbarhet er en vesentlig faktor for en optimalisering av levetid i tunnel

Erfaring fra nyere tunnel rehabilitering viser at det etter 15-20 år er behov for å skifte ut elektroteknisk utstyr som er utslitt og forvitret, og styringsanlegg som er utgått på dato. Vann og frostsikring er ofte skadet og har ikke lenger sin misjon og bergsikringen kan i enkelte tilfeller ikke være tilstrekkelig. Noen tunneler er også rett og slett for trange, og det er en mangel det ofte er vankelig eller for kostbart å gjøre noe med.

I de senere år, har vi som langsiktig eier også opplevd svikt i den bergtekniske konstruksjonen, dvs nedfall og ras. Nedfall og rensk av berg er en forventet og planlagt aktivitet der fjellet står eksponert, mens ras bak vann og frostsikringskonstruksjoner er svært sjeldent. Likevel må vi være oppmerksom på den erfaringen som er gjort med utvikling av leirsoner og sprekkemateriale som kan ha en ugunstig utvikling over tid der forholdene bli lagt til rette. Dette er igjen erfaringer som må tydeliggjøres for planlegging og bygging i framtiden.

Et paradoks kan være Festningstunnelen, 2 løps tunnel under Oslo på 1650 m ferdigstilt i 1990. Denne tunnelen var den første av de nyere generasjoner tunneler bygget for trafikkmengder over 50000 kjøretøyer/døgnet. Dermed ble det lagt stor vekt på både teknisk kvalitet, utførelse, levetidsaspekter og dokumentasjon. Likevel har tunnelen nylig vært gjennom en omfattende rehabilitering på elektroteknisk anlegg og styring. Også betongkonstruksjonen og vannproblematikken var det ønskelig å gjøre noe med, men utfordringer knyttet til tverrsnitt og plassbehov, samt økonomi, har så langt lagt ytterligere utbedringer på is.

Statens vegvesen har etter hvert mye erfaring med rehabilitering av mange tunneler til summer som er store. En ukomplisert klasse B tunnel krever fort 40 000 kr / m for å kunne møte dagens krav til tunnel og sikkerhets standard. På den annen side har vi mange hundre ”gammeldagse” tunneler med bart berg og liten sikring som fortsatt gjør nytten som en viktig og trygg del av vegnettet, til en moderat vedlikeholdspris, om enn ikke den estetiske opplevelsen kan sies å møte moderne krav.

Det norske jernbanenettet er 4114 km langt, hvorav 227 km er dobbeltspor. På dette nettet er det i alt 706 tunneler. På de dobbeltsporede strekningene er alle tunnelene frem til i dag bygget som dobbeltsporede tunneler, men de fleste og mange av de lengste tunnelene ligger på enkeltsporede strekninger. Noen av disse, for eksempel Gravhalstunnelen med lengde 5,3 km på Bergensbanen, ble bygget for 100 år siden og er fortsatt i bruk. Kvinesheitunnelen og Hægebostadtunnelen på Sørlandsbanen er begge over 8 km lange og ble bygget for nesten 70 år siden. Det er ikke knyttet spesielt høye kostnader til drift og vedlikehold av disse tunnelene sammenliknet med nyere tunneler. I en del sammenhenger er det tvert om.

Et eksempel på et tunnelprosjekt hvor tidspress var den dominerende styringsparameteren og det altoveskyggende suksesskriteriet er Romeriksporten. Denne tunnelen er 14 km lang og ble bygget som en del av Gardermobanen.
Alt ble satt inn på å ferdigstille dette prosjektet til åpningen av den nye hovedflyplassen på Gardermoen i oktober 1998. Store lekkasjer ved drivingen av tunnelen, forårsaket imidlertid en forsinkelse på et år og en betydelig økning av anleggskostnadene.

I løpet av de 11 årene som har gått siden åpningen av Romeriksporten, har driftsorganisasjonen i Jernbaneverket hatt uforholdsmessige store utgifter til vedlikeholdet av kjøreveien i denne tunnelen. Vanninfiltrasjon i grunn gjør Jernbaneverket til en av Oslos største vannforbruker med de kostnader det medfører. I tillegg til at vedvarende lekkasjer betinger en permanent infiltrasjon av vann for å begrense ytterligere setningsskader på bebyggelsen på Hellerud, medfører også drypp inne i tunnelen til problemer med skinnene. Tunnelen har flere lange partier hvor det drypper vann fra taket og ned på sporet. Når vanndrypp kommer direkte ned på skinnehodet går det bare to til tre år før det blir skinnebrudd.
Etter ca ti års drift var all elektroteknisk utrustning i Romeriksporten byttet ut, dette p.g.a. at denne ikke var tilpasset de svært fuktige forholdene som er inne i tunnelen.
Et mindre tidspress på planlegging, prosjektering og bygging av Romeriksporten kunne utvilsomt gitt et mer vedlikeholdsvennlig produkt og bidradd til et bedre rykte for bransjen.

Figur 5: Skinnebrudd som en følge av vanndrypp i Romeriksporten

Tanum- og Skaugumtunnelen på det nye dobbeltsporet mellom Sandvika og Asker er eksempler på hvordan optimalisering og kostnadsbesparelser i byggefasen har resultert i høye vedlikeholdsutgifter i driftsfasen.

Her var det bygget god vannavskjerming over sporene, men denne var ikke ført ned på sidene av tunnelen. I milde vintre har dette gått bra, men sist vinter (2009 - 2010) ble det for kaldt og det ble dannet store mengder is i tunnelen nedenfor vann- og frostsikringen. Gangbane og håndløper ble enkelte steder helt dekket av is. (se vedlagte bilder).
Lamper og annen elektroteknisk utrustning ble også sterkt skadet av denne isen.

Tanum og Skaugumtunnelen ble åpnet i august 2005. Nå i 2010, etter fem års drift, har banen måttet starte arbeide med å skift ut all nødbelysningen i disse tunnelene. De lampene som ble kjøpt inn og brukt har ikke tålt fuktigheten og mellom 50 og 100 lamper har blitt byttet hvert år.

Figur 6: Is i Tanumtunnelen som har ødelagt håndløper langs rømningsveien

I Finsetunnelen har det hele tiden etter ferdigstillelse vært stor inntrengning av vann og det kan best beskrives som små fossefall inne i tunnelen. Denne tunnelen ble vannsikret med ubeskyttet PE-skum og vannet ble ledet ut og ned på sidene.
Etter branntilsyn i tunnelen fra Direktoratet for Samfunnssikkerhet og Beredskap ble det fremmet krav om at mesteparten av PE-skummet måtte fjernes p.g.a. den store brannfaren det utgjorde. Dette ble gjort og sporet i Finsetunnelen fikk snart store skader i form av skinnebrudd og setninger. Hastigheten måtte settes ned i deler av tunnelen. Store utbedringsarbeider er gjort på sporet, men så lenge lekkasjene fortsatt er store, vil sporet i tunnelen måtte fornyes med korte mellomrom. Dette bidrar til uforholdsmessige ye vedlikeholdskostnader for banen.

4. HVORDAN KAN BRANSJEN SAMARBEIDE OM UTVIKLING AV GODE LØSNINGER?

Hvordan kan byggherrene gjennom et samarbeid mellom aktørene som er ansvarlige for de ulike fasene av en tunnels livsløp, designe og bygge fremtidsriktige og vedlikeholdsvennlige tunneler?

Nytt dobbeltspor mellom Oslo og Ski er et eksempel på et prosjekt hvor forhold knyttet til drift og vedlikehold har vært bestemmende på valg av tunnelkonsept. Her skal det bygges en 19 km lang jernbanetunnel. Jernbaneverket har inntil nylig hatt tradisjon for å bygge alle sine tunneler på dobbeltsporede strekninger med ett stort dobbeltsporet løp. For dette prosjektet ble det bl.a. fra driftsorganisasjonen reist tvil om dette var et riktig og fremtidsrettet konsept. Som grunnlag for beslutningen om valg av løsning ble det kjørt RAMS-analyser på begge de aktuelle konseptene, ett stort dobbeltsporet løp og en løsning med to separate løp.

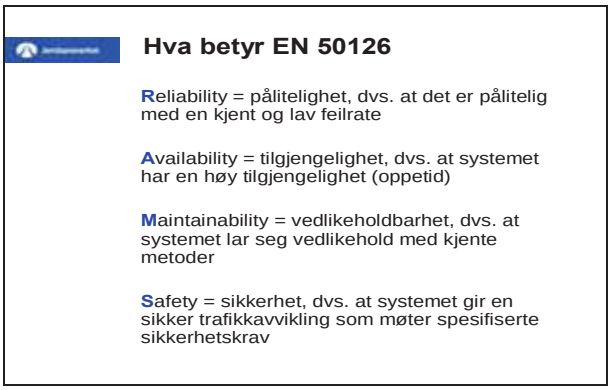


Fig 7: RAMS, standard EN 50126

Ved en RAMS-analyse utredes forhold knyttet til pålitelighet for anleggene (Reliability), tilgjengelighet til anleggene i en driftsfase (Availability), vedlikeholdbarhet (Maintenance) og sikkerhet (Safety). Her bidro driftsorganisasjonen aktivt med innspill. Resultatet var en omfattende dokumentasjon på at valg av to separate løp i et livsløpsperspektiv ville gi en langt mer robust løsning robust løsning med hensyn på forhold knyttet til fremtidig drift og vedlikehold, avvikling av togtrafikken og sikkerhet enn en løsning med ett stort dobbeltsporet løp på denne 19 km lange tunnelen. Med dette som grunnlag ble det fattet beslutning om å legge to separate løp til grunn for videre planlegging og prosjektering av tunnelen.

Figur 8: Den 19 km lange tunnelen for Nytt dobbeltspor mellom Oslo og Ski skal bygges med to separate løp

4.1 Konkurranseform og tildelingskriterier

Gjennom flere år har både SVV og JBV satt bort prosjektering til rådgiverbransjen som fastprisoppdrag. Pris var gjerne det dominerende konkurranseelementet. Erfaringen med denne type konkurranser var ofte at rådgiver presset prisen maksimalt ned for å få oppdraget. Kontraktsummen var i mange tilfeller basert på løsninger de hadde prosjektert tidligere og ga lite eller intet rom for skreddersøm, kreativitet eller nytenkning.

I de senere årene har byggherrene i større grad gjennomført konkurranser på rådgiveroppdrag hvor pris ikke er det dominerende evalueringskriteriet. Det legges opp til honorering etter

medgått tid, hvor forholdene legges til rette for kreativitet og skreddersøm av løsninger for det enkelte anlegg. Ved evalueringen vektlegges erfaring, kompetanse og beskrivelse av hvordan jobben tenkes gjennomført i tillegg til timepriser for oppsatt personell. Fra byggherrenes side er erfaringen med denne type prosjekteringskontrakter meget gode. Her gis det rom for vurdering av løsninger på en helt annen måte enn hva det var rom for i fastpriskontraktene som var vanlig tidligere. Det diskuteres også behovet for at rådgiver i større grad er delaktige i gjennomføringsfasen for aktivt å kunne bidra til erfaringsoverføring og utvikling i egen organisasjon og til det beste for neste prosjekt. Her ligger en win/win situasjon.

Er det mulig å tenke seg kontrakter med entreprenørene hvor forholdene er lagt til rette for kreativitet og vurdering av løsninger? Hvilke evalueringskriterier skal eventuelt legges til grunn i konkurransen?

På de fleste av våre tunnelanlegg får entreprenøren utlevert en ferdig beskrivelse av hvordan jobben skal gjøres. Løsninger er i stor grad valgt eller alternativer er allerede beskrevet. Det er lite rom for vurdering av andre alternativer. Vi kan spørre oss om dette er en riktig forvaltning av den erfaringen og kompetansen entreprenørene sitter med i forhold til nettopp gjennomføringsfasen. Det kan være at innspill fra den utførende på et tidlig tidspunkt i prosjektet vil bidra til gode og gjennomførbare løsninger som hever kvaliteten på sluttproduktet og samtidig kanskje reduserer totalkostnaden eller livsløpskostnaden.

På samme måte må de som skal overta det ferdige anlegget og være ansvarlig for fremtidig drift og vedlikehold på banen i god tid før alle beslutninger er tatt. De sitter med tung erfaring i forhold til levetid og vedlikehold på materialer og utstyr, hva tilgjengelighet for inspeksjon betyr, hvordan ulike installasjoner påvirkes i et tunnelmiljø og hva fuktighet og drypp resulterer i. De må inn som aktive premissgivere allerede i en tidlig fase. Organisasjonsform, kompetanse, status og ressurser er stikkord her som må tilrettelegges bedre for å kunne effektivt utnytte denne kunnskapen.

Statens vegvesen har de senere årene gjennomført 3 OPS-prosjekter. Her ble det gitt mulighet for entreprenøren selv til å legge inn hensiktsmessige løsninger for gjennomføring- og driftsfasen. I kontraktene for disse prosjektene ligger det også en forpliktelse om drift og vedlikehold i 25 år etter at anlegget er ferdigstilt. Intensjonen fra byggherrens side var at dette skulle gi incitament til å velge løsninger som er gunstige sett i et livsløpsperspektiv. Så langt har man ikke sett de store revolusjoner mhp løsninger, det kan se ut som entreprenøren velger kjente løsninger med forutsigbar levetid. Dog finnes det noen eksempler der entreprenøren har lagt seg på en høyere teknisk standard enn normalt beskrevet for å imøtekomme krav til levetid og optimal drift. Det finnes også eksempler på kreativ forskning for å finne sammenheng mellom for eksempel høye viftekostnader og støvkilder med påfølgende utskiftning av asfalt med godt resultat.

KONKLUSJON

Som eier av tunge infrastruktur elementer som tunnel, har vi et stort ansvar for å forvalte denne verdien på en best mulig måte for framtidige brukere og samfunnet. Kvalitet må i langt større grad enn i dag settes på dagsorden. Hva er rett kvalitet i en konstruksjons forventede levetid? En tunnel består av ulike elementer med ulik levetid. Hva skal være utskiftbart til hvilke tidspunkt og hvordan synliggjør vi alternativene for beslutningstagerne. Dette er vesentlige elementer i tunnelstrategien som er under utarbeidelse. Og må det fortsatt være slik at det kun er snorklipping som gir status? Vi etterlyser en vilje til å ivareta ”arvesølvet”!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

4. Hardangerbrua – erfaringer med bygging av tilførselstunneler
4. Hardanger bridge – experiences from the construction of the connecting tunnels

Nils Ola Hoff, Prosjektleder, AF Anlegg
Kjetil Vikane, Avdelingsdirektør, AF Anlegg

Sammendrag

Fergeforbindelsen over Hardangerfjorden på Rv 13 og Rv 7 skal erstattes av ei stor flott hengebru i regi av Statens vegvesen Region vest. Adkomsten til brua går via tunnelsystemer på begge sider av fjorden. Vektlegging av estetikk, tilpassing til topografi og eksisterende vegnett har skapt krevende geometrisk utforming av tunnelsystemet. AF Anlegg har utført bygging av tilførselsveger på begge sider av brua og har hatt utfordringer med bygging av to rundkjøringer i fjell, bygging av to forankringskammer, etablert to brufundamenter i fjellskjæring og bygget det som er verdens høyeste vegtunnel som munner ut på den nye brua i nord, hele 26 meter høy.

Summary

The ferry connection across the Hardanger fjord on Hw 13 and Hw 7 will be replaced by a new huge bridge. Tunnels will be the access to the bridge on both sides. The focus on aesthetic, adjustment to topography and existing road system require challenging geometry for the tunnel design. AF Anlegg has constructed the tunnels on each side of the bridge and has achieved success by construction of two roundabouts in rock, two anchor chambers, two foundations for the bridge in a 40m high rockface and constructed what we consider to be the highest road tunnel in world, 26 metres high.

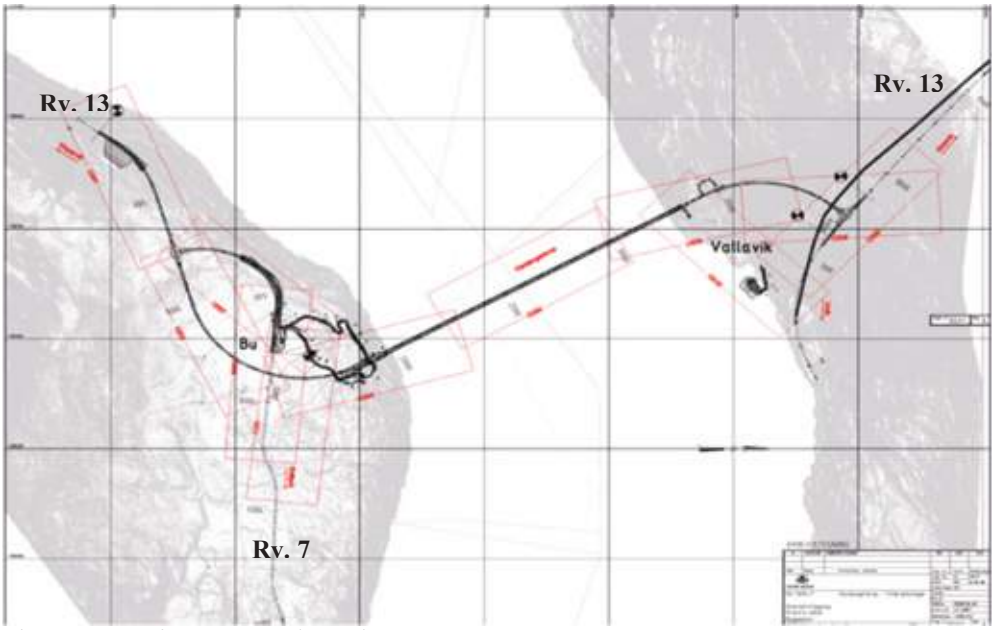
Innledning

Statens vegvesen Region vests prosjektet Rv. 7/Rv. 13 Hardangerbrua med tilførselsveger vil erstatte dagens ferjesamband mellom Brimnes og Bruravik når Hardangerbrua står ferdig våren 2013.

Hardangerbrua er ei hengebru på 1380 meter med et hovedspenn på 1310 meter. Brua forbindes til eksisterende veger. På nordsiden bygges en tunnel som knytter seg til dagens Vallaviktunnel med en rundkjøring i fjell. På sørsiden bygges en tunnel med en rundkjøring som leder trafikken mot Kinsarvik på Rv.13 og mot Eidfjord på Rv. 7. I tillegg vil det bli bygget en gang- og sykkelveg fra Buplatået i sør til Vallavik i nord. /1/

Brua forankres på begge sider av fjorden i en tradisjonell bergforankring. Adkomsten til brua skjer direkte fra tunnel på begge sider. Tunnelportalene ut mot brua er utformet av arkitekten for prosjektet og vil få en høyde på hhv 15 meter på Bu og 22 meter på Vallavik etter at vegdekket er lagt.

AF Anlegg utfører bygging av tilførselsveger til brua på begge sider av fjorden i to enkeltstående entrepriser. Arbeidene startet opp vinteren 2009 og skal ferdigstilles våren 2013. Tunnelsprengningen ble ferdigstilt vinteren 2010 og omfatter utsprengning av 300.000 pfm^3, fordelt på ca 2600 meter.

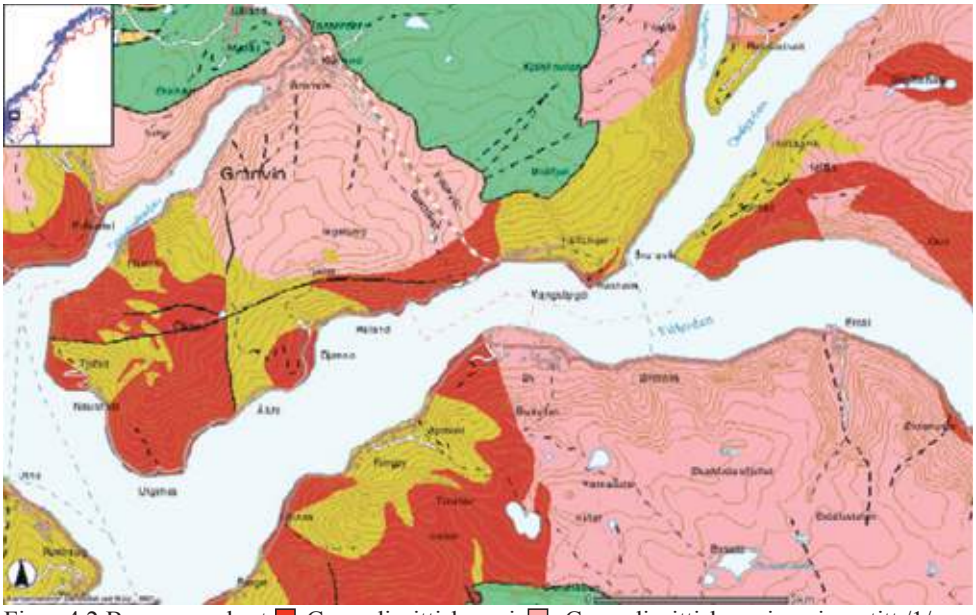


Figur 4.1 Tegning over Hardangerbrua

Ingeniørgeologi
Berggrunnen i området er en del av det Sør-norske grunnfjellsområdet og består av gneiser med varierende struktur- og mineralsammensetning. Både på Vallavik og på Bu kan bergarten i hovedsak betegnes som granodiorittisk gneis. /1/ Bergmassen har gjennomgående steile sprekkesett i tillegg til tydelige foliasjonsplan. Generelt er bergmassen av god kvalitet.

En markert svakhetssone var identifisert kryssende normalt Vallaviktunnel, men sonen gav ingen større driveproblemer utover injeksjon og noe ekstra sikring. Derimot viste det seg at det var større utfordringer knyttet til stabilitet i spredekammeret over tunnelen, hvor tung sikring i form av stag, forbolter og sprøytebetong måtte benyttes for å sikre de korte tunnelene forankringskammeret består av. Det var også større utfordringer i underliggende forankringskammer og adkomsttunnel til brua i det samme området.

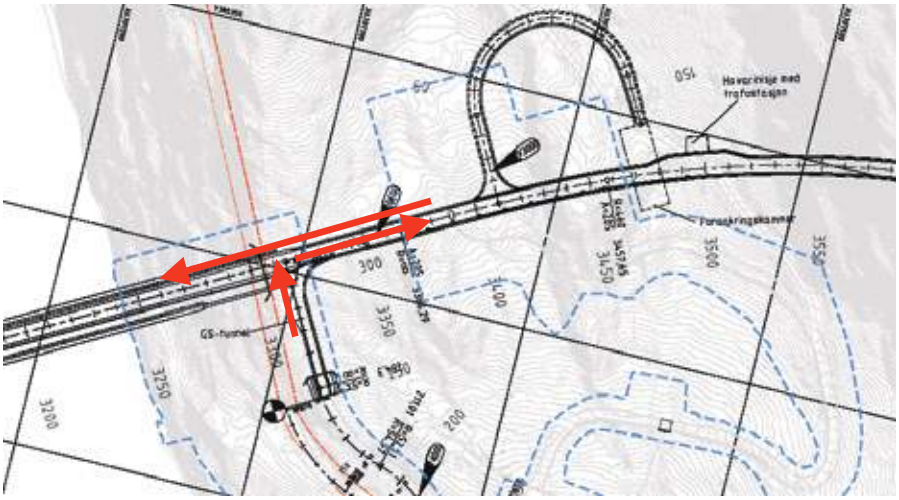
På Bu-siden karakteriseres fjellet også som relativt godt, men med flere mindre soner som krevde injeksjon og bergsikring. Fjellet var våtere enn forventet og i deler av tunnelsystemet er det foretatt en del forinjeksjon. Totalt er det injisert ca 182 tunnelmeter, eller ca 11% av tunnellengden. I gjennomsnitt er det sikret med ca 8 bolter pr tunnelmeter og 3,2m3 sprøytebetong. Totalt innebærer dette en økning av sikringsomfanget på ca 50%.



Figur 4.2 Berggrunnskart ■ Granodiorittisk gneis ■ Granodiorittisk gneis, migmatitt /1/

Geometriske utfordringer
Hardangerbrua er plassert på et av Hardangerfjordens smaleste steder. Dette innebærer at topografien er svært bratt på begge sider av fjorden. På Vallavik stiger terrenget bratt opp mot 1000 meter, fjelloverdekningen ved påkobling til eksisterende tunnel er ca 500m.

Vallavik
På Vallavik var eksisterende veg og Vallaviktunnel åpen for trafikk i hele anleggsperioden med unntak av 8 uker ved gjennomslagstidspunktet. Adkomsten til tilførselstunnelen var derfor via gang- og sykkelvegtunnelen som kobles inn mot brua like ved portalen.



Figur 4.2 viser driveretning fra Gang-og sykkelvegtunnel og inn i hovedløpet, ut mot portalen.

Tunnelportalen mot brua på Vallavik er etter AFs kunnskap å betegne som verdens høyeste vegtunnel, hele 26 meter høy før oppbygging av veg. Adkomsten, via gang- og sykkelvegtunnelen, kommer inn på tunnelen på sålenivå ca 20 meter før åpningen mot brua. Utfordringen var å sprenge ut øvre del av tunnelen fra dette nivået samtidig som adkomsten var åpen. Dette ble utført ved å etablere en pilot mot nord for å komme opp på nivå med hengen. Deretter følge hengen sørover og ut i portalen, (se Figur 4.4 og 4.5) og siden sprenge seg ned. For å sikre stabilitet i utslagsstedet ble det benyttet wiresaging i veggene, se Figur 4.3 og 4.4.

Figur 4.3 Sprengning av åpning ut mot brua, total tunnelhøyde: 26 meter.

Forskjæringen og fundamentet for brutårnene ble sprengt fra tunnelen og ned til kt 4, det vil si en skjæring på 40 meter. Stort fokus på sikring av mannskap, maskiner og utstyr samt vurdering av slepperetning og stabilitet var avgjørende for å kunne jobbe rasjonelt og sikkert.

Figur 4.4 Portalåpningen med Wiresaging.

Figur 4.5 Portalåpning Vallavik sett fra Bu.

Rundkjøring plassert i eksisterende Vallaviktunnel ble sprengt ut i løpet av en periode på 7 uker. Vallaviktunnelen ble da stengt for all trafikk med unntak av skolebussen og utrykningskjøretøy. For å få utnyttet denne stengeperioden ble det samtidig sprengt ut 4 havarinisjer samt en snunisje i den eksisterende tunnelen. Til sammen ble det tatt ut 52.000 fm3 fjell i disse hektiske ukene. Av sikring ble det utført 1.900 m3 sprøytebetong og montert 2.200 bolter (5-8 meter lange).

Hengebruas stålkabler er forankret i 30 meter fjell på begge sider. Kablene går inn via et spredekammer og inn i forankringskammeret gjennom borede hull. Spredekammeret på

Vallavik siden består av to tunneler drevet på 30 grader synk som vist på figur 4.5. Spredekammeret ble drevet med tunnelrigg og pallrigg.

Forankringskammeret er drevet normalt på kabelretningen og med et 60 graders skrått vederlag for normal forankring av kablene, se figur 4.6. Ved driving av forankringskammeret var det ikke ønskelig, men nødvendig å bolte det overhengende vederlaget. Enkelte bolter måtte fjernes før gjennomboring av kabelhullene.

Figur 4.6 Spredekammer Vallavik(foto: Statens vegvesen).

Figur 4.7 Forankringskammer.

Bu

På Bu-siden er terrenget annerledes og tillot mer ordinært angrepspunkt for tunneldriving. Unntaket var etablering av gang- og sykkelvegtunnel og fundament for brutårnene som ble bygget i steilt terreng. Adkomsten ble her bygget i dagen ned til vegnivå for deretter å sprenge inn gang- og sykkelvegstunnelen. Årsaken til denne rekkefølgen henger sammen med forankring av kablene til hengebrua som skal spennes opp mellom et spredekammer i dagen og et forankringskammer i fjell. Arbeidene i forankringskammeret var planlagt oppstartet før gjennomslag i vegtunnelen og med adkomst via gang- og sykkelvegstunnelen. Spredekammeret på Bu ble etablert i en spuntet og sprengt grop.

Sprengning av fundamentene for brutårnene på Bu ble utført i bratt terreng med til dels mye løsmasser. For å kunne utføre arbeidene sikkert ble hele skråningen rensket og blåst med vann og høytrykksluft, Figur 4.7 viser ferdig rensket fjellflate ned mot utsprengt fundament.

Foto: Statens vegvesen

Figur 4.8 Rensket fjellflate ned mot fundamenter for tårnene på Bu.

Portalen ut mot brua på Bu har også en utvidet profil, men her er høyden kun 15 meter. I en mellomfase i prosjektet, var det behov for adkomst inn til Forankringskammet på Bu via gang og sykkelvegtunnelen. En rampe bygget opp av sprengstein ble etablert for å få adkomst.

På Bu er Rv. 7 og Rv. 13 knyttet sammen med en rundkjøring i fjell. Rundkjøringen har en ytre diameter på 55 meter og en stabbe i midten på 7 meter. Utformingen gir et godt eksempel på hvordan fjell kan utnyttes som konstruksjon med en estetisk flott utforming, på folkemunnet kalt "Kantarellen og Hardangersøm", se figur 4.8. Bruk av vegmodell ville gjort arbeidene mindre arbeidskrevende på stikningssiden, men med godt håndverk og nøye utstikking ble resultatet bra. I skrivende stund er AF i ferd med å avslutte vann og frostsikring av rundkjøringen. AF spesialmaskiner for montering av PE-skum og armering har vært benyttet på prosjektet, men i rundkjøringen er tradisjonelt utstyr og nøye planlegging av boltemønster eneste metode for å hindre drypp i kjørebanen.

Figur 4.9 Utsprengt rundkjøring i fjell på Bu viser den smale stabben. Stabben er boltet systematisk med 4, 5 og 8 meter lange bolter i tillegg til sprøytebetong.

Oppsummering og konklusjon

Tilførselsveger for Hardangerbrua består hovedsakelig av tunneler som gir direkte adkomst fra tunnel til bru. Av hensyn til topografi og design har tunnelutformingen gitt krevende geometriske utfordringer. Grundig planlegging og tett stikningsoppfølging har ført til en god gjennomføring av prosjektet innenfor den korte tidsrammen som var lagt til grunn for fjellarbeidene. Samspillet mellom fagarbeidere og stikningsingeniører har vært avgjørende for det gode resultatet.

Større bruk av modelldata ville gjort arbeidet mindre arbeidskrevende og mer effektivt.

REFERANSER

/1/ Kontraktsnr. 2008/113639 -043061 TV02 og TV03, Statens vegvesen Region vest.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

BRANSJENS MULIGHETER OG ANSVAR KNYTTET TIL OPPLÆRING AV SPRENGNINGSPERSONELL

THE INDUSTRIES POSSIBILITY AND RESPONSIBILITY CONNECTED TO EDUCATION OF BLASTING PERSONELL.

Leder BFF Berg ing. Knut Petter Netland, Titania

SAMMENDRAG

Fjellsprengningsbransjen, bestående av produsenter, byggherrer, konsulenter, og interesseorganisasjoner etablerte i 2004 Bransjerådet for Fjellsprengning som en felles plattform for internt samarbeid, og samarbeid mot myndighetene. BFF ble i 2010 utpekt som kursadministrator av DSB, og inngikk en avtale som forplikter BFF til å utvikle læreplaner, kurs og drive eksamensordninger av lovpålagt opplæring innen fjellsprengning. Avtalen gjelder fram til 2015. Bransjen har med dette påtatt seg ett ansvar, samt fått mulighetene til å utvikle opplæringstilbud som sikrer bransjen de kvalifikasjoner den etterspør.

SUMMARY

The rock blasting industry, represented by producers, builders, consultants and interest groups, established in 2004 trades council for Rock blasting as a platform for internal co-operation, and co-operation towards the public authorities. BFF was in 2010 appointed as course administrator by DSB, and made an agreement who committed BFF to produced education material, produced course and examination structure by obligatory education within rock blasting. The agreement is for the period 2010 – 2015. The industry has taken a big responsibility, and have got the possibility to develop a training programme who secure the industry the necessary qualifications.

1 INNLEDNING

I perioden 2002 – 2003, var det en dialog mellom DSB og en rekke bransjeorganisasjoner knyttet til ett formål om å finne en felles samarbeidsplattform. Årsaken til prosessen kan til en viss grad tilskrives at en rekke sentral nøkkelpersoner i organisasjoner og blant myndigheter, så at den faglige ekspertisen knyttet til sprengstoff i fremtiden ville bli bygget ned hos myndighetene, på bekostning av andre fagområder, og annen kompetanse.

En mulighet for Myndighetene var å sikre seg tilgang til den faglige kompetansen ,som bransjen hadde. via en formelt samarbeid. Bransjen så på sin side mulighetene til å få en felles plattform i prosesser mot myndighetene, og å kunne være med å påvirke utviklingen i den retning som de syntes var hensiktsmessig. Det var tidlig klart at organisasjonene og myndighetene hadde et felles mål for å øke sikkerhets standard i bransjen.

En prosess som tok flere år, endte opp i en samarbeidsavtale mellom DSB og organisasjonene. Denne avtalen ble inngått i mai/juni 2004 og de organisasjoner som på det tidspunktet var involvert i prosessen var NFF, PGL, BIL, MEF, EBA, NAF, NAF, Statens Vegvesen, Den norske Skytebas foreningen.

Denne avtalen legger en del føringer for samarbeidet. Avtalen sier blant annet:

1. BFF skal være et koordinerende organ for kompetanse, praksis og holdninger til HMS.

2. BFF er etablert i samråd med DSB, og er DSB sin faglige kontaktledd til Bygge, anlegg og Bergverksnæringen i saker vedrørende regelverk, kompetanse, og praksis innen virksomheter knyttet til fjellsprengning.

3. Rådet skal ha en sammensetning som er representativ i forhold til fjellsprengningsmiljøet.

4. DSB vil benytte rådet som kontaktledd vedr. utvelgelse av representanter til arbeidsgrupper, referansegrupper etc.

5. Det skal være minst ett koordinerende møte i året mellom DSB og BFF

Avtalen utpeker dermed BFF som DSD sin faglige kontakt, og gir BFF en nøkkelrolle i forhold til prosjekter og oppgaver som vil involvere bransjen.

Av forskjellige årsaker ble det lite aktivitet etter at avtalen var på plass. I denne perioden var det kontakt mellom flere av de samme representantene som hadde vært med i prosessen tidligere, og som ikke var komfortable med progresjonen i arbeidet, og utnyttelser av de muligheter som lå i avtalen.

NFF tok iniativ til en reetablering av BFF, med å garantere for ett sekretariat, og startet dermed en prosess for en ny start.. Denne restarten begynte med å få formalisert ett nytt styre, der daværende PGL, nå Norsk Bergindustri sin representant ble valgt til leder, NFF hadde sekretariatet, og MEF hadde nestleder.

Restarten var i 2006. Siden den gang har BFF arbeidet ut fra sine vedtekter, og forvaltet samarbeidsavtalen med DSB,

Arbeidsvedtektene som den gang ble utviklet, var knyttet til samarbeidsavtalen av 2004.

2 ARBEIDSOPPGAVER

I perioden etter oppstarten i 2006 ble det raskt satt fokus på det pågående arbeidet med nye forskrifter, og nye sertifikatordninger. Ett delprosjekt i denne sammenheng var organisering av opplæringen basert på de nye forskriftene.

Av andre oppgaver som det har vært arbeidet med å sette fokus på, er blant annet sprengstoffavgiften, og bruken av den. BFF sitt ståsted i denne saken har vært å bidra til å sikre DSB mer midler for å kunne føre ett bedre tilsyn, og derigjennom øke sikkerheten.

3 OPPLÆRING

Den saken som har hatt desidert mest fokus, har vært oppgaver knyttet til opplæring av sprengningspersonell. Dette har dels sammenheng med at den eksisterende ordningen hadde store mangler, og dels at arbeidet med å finne en ny sertifikatmodell for sprengningspersonell, pågikk parallelt med arbeidet med å revidere forskriftene.

I denne prosessen deltok BFF aktivt i møter med DSB. I denne prosessen fikk man en felles forståelse av hvilke muligheter som det var for bransjen å ta ansvar for opplæringen, og hvilke myndighet DSB kunne gi bransjen.

I denne prosessen tok også bransjen ett strategisk hovedvalg ved at man bestemte at man ikke skulle bygge opp ett eget sekretariat i BFF, men basere aktiviteten på de eksisterende sekretariatene som organisasjonene hadde etablert. Dette fordi kostnadene, som til slutt måtte fordeles på medlemmer og medlemsbedrifter skulle være så små som mulig. Dette endte derfor opp med at i hovedsak NFF og MEF sine

sekretariater skulle benyttes. En slik løsning var også i tråd med vedtektene, som pekte på at rådet skulle være koordinerende.

DSB utfordret i denne prosessen bransjen til å ta på seg oppgaver knyttet til sertifisering og opplæring. Konkret så ønsket DSB at bransjen skulle utvikle og administrere læreplaner og kurs, samt utvikle prøve- og eksamensordninger. Bransjen så igjen mulighetene, og valgte å gå inn i diskusjonen med myndighetene med det formål å ta dette ansvaret.

BFF hadde hittil hatt en struktur og aktivitet som var basert på deltakere i all hovedsak arbeidet "dugnad", dvs. at de var betalt av sine respektive arbeidsgivere. Dette var ikke lenger tilstrekkelig for å løse de nye oppgavene. Utviklingen medførte behov for å etablere en struktur som kunne ta på seg oppgaver som forutsatte egen økonomi. UDU ble løsningen.

4 UDU

BFF har gitt UDU ett mandat til å:

- Ta ansvar for utvikling av kompetanseplattformer, fagplaner og kursinnhold.
- Gir MEF, EBA og NFF ansvar for gjennomføring og administrasjon av ett landsdekkende tilbud.

UDU har påtatt eg en rekke oppgaver fra BFF, som BFF i sin tid har påtatt seg av DSB. UDU er konstruert slik at MEF, NFF og EBA garanterer at de ressurser som er nødvendig for å realisere BFF sine forpliktelser er tilgjengelig. For å sikre at BFF sin øvrige medlemmer har kontroll gjelder følgende:

- Leder er valgt av BFF
- I tillegg til representanter for MEF, EBA og NFF skal det være representant fra Norsk Arbeidsmandsforbund.

Dette har gjort det mulig for BFF å inngå avtalen med DSB av mai 2010. Den gjelder fram til 2015. Samtidig ble BFF utpekt som kursadministrator og eksamensadministrator etter revidert forskrift av 4. januar 2010.

5 UTVIKLING AV KURS

Avtale av mai 2010 har som formål å utvikle kurs og læreplaner, administrere kursordningen samt utvikle prøve og eksamensordninger. Herunder ligger også retting av prøver. Avtalen skal sikre at sertifiseringsordningen bidrar til at

bergsprengningsledere, teknisk sprengningskyndige og bergsprenger gis tilstrekkelige kvalifikasjoner og kunnskap til å gjennomføre oppgaver og plikter de er pålagt etter eksplosivforskriften på en forsvarlig og sikker måte.

BFF skal i denne avtalen gjøre følgende:

1. BFF skal i samarbeid med DSB utvikle nødvendige læreplaner for å ivareta kvalifikasjonskravene i den nye sertifiseringsordningen. BFF skal være administrator av kursordningen, og må sørge for at det gis ett tilfredsstillende landsdekkende tilbud. BFF må som kursadministrator påse at kursene gjennomføres i hht. læreplaner og med kvalifiserte kursinstruktører.

2. BFF skal utvikle fagplaner, kursinnhold og eksamensordning for bergsprengningsleder. Det skal også utvikles kurs for overgangsordningen etter forskriftens § 17-7. Innholdet i kursene skal til enhver tid være oppdaterte i forhold til den tekniske utviklingen og endringer i regelverket. For overgangsordningen skal det utvikles overgangskurs.

3. BFF skal utvikle fagplaner, kursinnhold og eksamensordning i forhold til den kunnskap og kvalifikasjoner som er nødvendige for at teknisk sprengningskyndig skal kunne gjennomføre oppgaver etter eksplosivforskriften på en sikker og forsvarlig måte.

4. BFF skal Utvikle prøveordning i forhold til de kunnskaper og kvalifikasjoner som er nødvendige for at bergsprenger skal kunne gjennomføre sine oppgaver etter eksplosivforskriften på en forsvarlig og sikker måte. BFF skal utvikle, oppdatere og vedlikehold særskilt opplæringsbok.

5. BFF skal utvikle kurs og prøveordninger for oppfriskning/oppdatering av sertifikater innenfor bergsprengning og teknisk sprengning iht. forskriftens § 11-4 og § 12-2

6. BFF skal på anmodning fra DSB utføre nødvendige egnethets tester for personer fra EØS land.

7. BFF skal forut for oppmelding til kurs og eksamen, foreta en vurdering om kandidaten oppfyller kravene til å melde seg opp til kurs eller eksamen. I den sammenheng skal det følge med politiattest, og denne skal vurderes av DSB. Alle vedtak fattet av BFF av betydning for adgangen til deltakelse på kurs, gjennomføring av prøve, eksamen m. v, er enkeltvedtak som kan påklages til DSB.

8. BFF skal utvikle en prøveordning som viser oppnådd kompetanse i henhold til fagplaner, samt sensurere alle prøver og utstede bevis for bestått prøve. BFF kan etter forskriftens § 17-2 ta gebyr til dekning av utgiftene forbundet med

gjennomføring av kurs, prøve og eksamener og retting av prøver. Gebyret skal stå i ett rimelig forhold til utgiftene.

9. BFF og DSB skal avholde minst 2 kontaktmøter i året. DSB kan instruere BFF om innholdet i kurs og i prøver.

6 BRANSJENS MULIGHETER

Gjennom avtalen av 2004, har BFF utviklet seg slik at man i avtalen av 2010 har påtatt seg en meget viktig jobb med å sikre bransjen den kompetansen myndighetene og bransjen i felleskap trenger.

I denne prosessen har bransjen etterlyst offentlige midler til å drifte den nye sertifikat ordningen. Det ble etter hvert klart at det var det ikke mulig å få. Valget ble da at bransjen tok på seg oppgaven med å utvikle og gjennomføre, samt finansiere denne sertifikat ordningen.

Gjennom utvikling av disse lovpålagte kurs og overgangskurs, har vi etablert en samarbeidsform mellom organisasjonene, som kan brukes til å utvikle ytterligere kompetansehevende kurs for å dekke de behovene som bransjen etterspør.

Forskriftene setter ikke krav til særskilte kurs for underjordsprengning, undervannssprengning, sprengning i tettbygde strøk etc. Hvis bransjen i framtiden ser seg tjent med å utvikle slike, eller andre kompetansehevende kurs, har de nå ett verktøy igjennom sin egen organisasjon, BFF.

Fremtidig utdanning av sivilingeniører innenfor bergfagene ved NTNU, evalueringsprosjektet "Fremtidens bergstudium"

The future education of graduate engineers from the study programme Geotechnology at NTNU

Sivilingeniør Hans Tore Mikkelsen
Stipendiat/universitetslektor ved Institutt for geologi og bergteknikk

SAMMENDRAG
Evalueringsprosjektet Fremtidens bergstudium ble satt i gang ved Institutt for geologi og bergteknikk i 2009. Prosjektet har så langt omfattet en evaluering av studieprogrammet Tekniske geofag. Evalueringen er utført av et bransjesammensatt utvalg.

Evalueringsutvalget har undersøkt studieerfaringer blant uteksaminerte kandidater, bransjenes kandidat- og kunnskapsbehov samt rammevilkår for studieprogrammet. En internasjonalt sammensatt komité har besøkt instituttet og bidratt med sine synspunkter på programmets kvalitet.

Prosjektet er per i dag gått over i en implementeringsfase hvor valg av struktur og tilpasning av emner vil stå sentralt. Antall studieretninger er redusert fra tre til to. Disse er 1) Ingeniør- og miljøgeologi og 2) Mineralproduksjon og teknisk ressursgeologi.

INNLEDNING

Frem til høsten 2008 var opptak av studenter til bergstudiet ved Institutt for geologi og bergteknikk (IGB) organisert gjennom et felles studieprogram med Institutt for geofysikk og petroleumsteknologi. Ordningen har gitt lave studenttall til bergstudiet og følgelig også en underdekning avkandidater i forhold til bransjenes behov. Lave studenttall har bidratt til å sette instituttet under økonomisk press som følge av at dagens finansiering av utdanning er basert på antall studenter, doktorgradskandidater og forskning.

Overgang til separat opptak til studieprogrammet Tekniske geofag fra høsten 2008 har så langt gitt økende studenttall til programmet. Tekniske geofag leverer kandidater med kompetanse innenfor bergverksdrift, ingeniørgeologi og miljøfag. Uteksaminerte kandidater har gått til bergindustri, entreprenører, konsulenter, offentlige etater osv.

Et utvalg sammensatt av medlemmer fra bransjene og instituttet ble satt ned i 2009 for å gjennomføre evalueringen av studieprogrammet.

TEKNISKE GEOFAG

Tekniske geofag omfatter i dag tre studieretninger med totalt seks hovedprofiler som dekker fagområdene ressursgeologi, gruvedrift, oppredning, ingeniørgeologi, bergmekanikk, miljø- og hydrogeologi, miljø og gjenvinningsteknikk og helse, sikkerhet og ytre miljø. Studieprogrammets struktur før 2010 er fremstilt i figur 2. Figuren viser også revidert struktur som gjennomføres med virkning fra opptaket høsten 2011.

EVALUERINGSUTVALGETS ARBEID

Evalueringsutvalget har bestått av følgende bransjemedlemmer: Ragnar Hagen, Sibelco Nordic (leder); Per Bollingmo, Multiconsult; Elisabeth Gammelsæter, Norsk Bergindustri; Ingjerd Bunkholt, Hustadkalk; Ingrid Buvarp Aardal, Statkraft Engergi AS; Per H. Fredheim, Norsk Bergindustri, Peer-Richard Neeb, NGU, Randi S. Grini, NGI; Helge Rushfeldt, Hustadmarmor/Bergringen; Ruth Haug, Vegdirektoratet, Gunnar Moe, Rana Gruber. Fra NTNU/IGB deltok Rolf A. Kleiv, Hanne M. L. Kvitsand, og Hans Tore Mikkelsen (sekretær).

I tillegg har en lang rekke personer fra bransjene og NTNU bidratt gjennom deltakelse i arbeidsgrupper, respons på spørreundersøkelser etc.

Utvalget satte i gang følgende delprosjekter. Disse var:

- ✓ undersøkelse av studieerfaringer blant tidligere uteksaminerte studenter
- ✓ evaluering av studieprogrammet utført av en internasjonalt sammensatt komité
- ✓ undersøkelse av bransjenes kandidat- og kunnskapsbehov
- ✓ rammevilkår

EVALUERINGSUTVALGETS FUNN OG ANBEFALINGER

Utvalgets utredninger er samlet i totalt seks rapporter hvorav den siste er en hovedrapport som oppsummerer utvalgets anbefalinger og konklusjoner. Noen av evalueringsutvalgets funn og anbefalinger i hovedrapporten refereres kortfattet under.

Funn: Samfunnets og bransjenes behov:

NTNU er den eneste utdanningsinstitusjonen i Norge som tilbyr utdanning på universitetsnivå innefor bergfagene. Mineralloven setter krav til bergfaglig kompetanse. Samfunnet retter blant annet oppmerksomhet mot ras i fjell, leire og jord og setter strengere krav til miljøforhold i utslippstillatelser med mer. Tilbakemeldingene om kandidatbehov fra bransjene er sammenfattet i tabell 1. Totalt er det avdekket et gjennomsnittsbehov for inntil 40 kandidater per år i perioden 2009-2019.

Tabell 1: Innmeldte behov for ansettelse av mastergrads- og doktorgradskandidater utdannet ved IGB for perioden 2009-2019. Spørreskjemaundersøkelse gjennomført mai 2009-mars 2010. N=43 respondenter. *Uteksaminerte studenter er ikke fordelt på fagprofil. Kilde: Rapport 2.1 Kandidatbehov.

Studieretning og hovedprofil	Mastergrad		Doktorgrad		Uteksaminert	
	Totalt	Pr. år	Totalt	Pr. år	2008	2009
Ressursgeologi	27	2,7	5	0,5	0	0
Teknisk geologi (totalt)	259	25,9	24	2.4	7	8
Ingeniørgeologi & bergmekanikk	*197*	*19,7*	*19*	*1,9*	*7*	*8*
Mineralproduksjon	*62*	*6.2*	*5*	*0,5*	*0*	*0*
Miljø og naturressursteknikk (totalt)	98	9,8	19	1,9	5	1
Miljø- og hydrogeologi	*45*	*4,5*	*12*	*1,2*	*	*
Miljø- og gjenvinningsteknikk	*10*	*1,0*	*2*	*0,2*		
Helse, sikkerhet og ytre miljø	*43*	*4,3*	*5*	*0,5*		
Totalt kandidatbehov/uteksaminert	**384**	**38,4**	**48**	**4,8**	**12**	**9**

Konklusjon: *"Studietilbudet innefor tekniske geofag ved IGB bør videreføres og videreutvikles".*

Funn: Studieprogrammets oppbygging, struktur og innhold
Den internasjonale komiteen påpekte uklar struktur på studieprogrammet og underdekning med tanke på faglærere. Det eksisterer et behov for å tydeliggjøre emnevalg i forhold til fagprofil. Øvrige evalueringsbidrag bekrefter disse synspunktene.

Konklusjoner:

"Evalueringsutvalget anbefaler at studieprogrammet endres til å inneholde tre studieretninger: i)Mineralressurser og produksjon, ii) Miljøteknologi og iii)Ingeniørgeologi og bergteknikk…"

"Klare og tydelige studieplaner med fengende navn og aktiv promotering av studiet vil kunne øke antallet studenter og dermed sikre en bedre økonomi".

Funn: Studieprogrammets kvalitet:
Den internasjonale komiteen mente at laboratoriefasilitetene ved instituttet var gode. De påpekte videre at det er viktig at eksisterende grad av praktiske undervisning videreføres og at kvantitative metoder og verktøy bør vektlegges. Videre mente komiteen at studiets kvalitet kan forbedres gjennom samarbeid med andre utdanningsinstitusjoner og næringsliv. De samme synspunktene ble også påpekt av respondenter som deltok i undersøkelsen av studieerfaringer og av bransjegruppene.

Konklusjoner:

"Graden av praktisk undervisning ved IGB må videreføres. IGBs gode laboratorier og analyseutstyr må utnyttes fullt ut i undervisning og til ekstern virksomhet"

"I undervisningen må det legges mer vekt på ingeniørfaget, praktiske metoder og verktøy, fremfor det beskrivende"

"Studiet kan forbedres og gjøres mer aktuelt gjennom bedre samarbeid med næringsliv og forvaltning. IGB bør utnytte tilsagnene om gjesteforelesninger, prosjektarbeid og ekskursjonsmål"

"IGB bør gjennomføre en detaljert gjennomgang av emnesammensetninger, læringsmål og innhold i emner innenfor de ulike studieretningene og hovedprofilene. En hovedmålsetning er å tilpasse studieprogrammet til dagens situasjon med opptak separat fra IPT"

"IGB bør videreutvikle samarbeidet med andre institutter ved NTNU og andre utdanningsinstitusjoner i Norge og utlandet. Dette kan bidra til å bedre situasjonen med fag med lavt antall studenter og mangel på enkelte videregående emner"

Mulighetene for samarbeid med bedriftene ble undersøkt. I spørreundersøkelsen hvor man ønsket å avdekke bransjenes kandidatbehov, ble bedriftene også spurt om de kan tenke seg å bidra i undervisningen. Tabell 1 viser at ett trettitalls bedrifter kan tenke seg å bidra i undervisningen på ulike vis. Det samarbeides allerede i noen grad om prosjektoppgaver og mastergradsoppgaver og bransjepersonell bidrar ved å gi gjesteforelesninger.

Figur 1: Studieprogram Tekniske geofag – innmeldte tilbud om undervisningsbidrag fra bransjene.

VIDERE ARBEIDER - IMPLEMENTERING

Prosjektet er gått over i en implementeringsfase hvor valg av struktur står sentralt. Videre må det arbeides med emnesammensetninger for valgte studieretninger og fagprofil, revidere læringsmål der dette er nødvendig osv. Det er valgt en todelt struktur med studieretningene "*Ingeniør- og miljøgeologi*" og "*Mineralproduksjon og teknisk ressursgeologi*", se figur 2.

Figur 2: Studieprogram Tekniske geofag – struktur/strukturendringer.

Studieprogram Tekniske geofag frem til oktober 2010

Ressurs-geologi	Teknisk geologi		Miljø- og naturressursteknikk		
	Ingeniørgeologi & bergmekanikk	Mineral-produksjon	Miljø- & hydrogeologi	Miljø- & gjenvinning	Helse-, sikkerhet og ytre miljø

⇩

Studieprogram Tekniske geofag fra og med opptaket høsten 2011

Ingeniør- og miljøgeologi		Mineralproduksjon og teknisk ressursgeologi	
Ingeniørgeologi & bergmekanikk	Miljø- & hydrogeologi	Teknisk ressursgeologi	Mineral-produksjon

KONKLUSJONER

Evalueringsprosjektet Fremtidens bergstudium har gitt positive og nyttige bidrag til forestående endringer av studieprogrammet Tekniske geofag. Institutt for geologi og bergteknikk og Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi er godt fornøyd med prosessen så langt. Implementeringen starter allerede våren 2011. Videre utvikling av studieprogrammet må være en kontinuerlig prosess.

KILDER

Fremtidens bergstudium – underutvalg 1 (2009). *Rapport 1.1 Studieerfaringer*
Fremtidens bergstudium – underutvalg 1 (2010). *Report 1.2 International evaluation*
Fremtidens bergstudium – underutvalg 2 (2010). *Rapport 2.1 Kandidatbehov*
Fremtidens bergstudium – underutvalg 2 (2010). *Rapport 2.2 Kunnskapsbehov*
Fremtidens bergstudium – underutvalg 3 (2010). *Rapport 3 Rammevilkår*
Fremtidens bergstudium – evalueringsutvalg (2010). *Hovedrapport*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

JØSSANG KRAFTVERK – GJENNOMFØRING OG ERFARINGER

Jøssang hydropower project – performance and experiences

Siv.ing Hans Olav Storkås Lemminkäinen Anlegg AS

SAMMENDRAG

Jøssang kraftverk er det første prosjektet til Lemminkäinen Anlegg (tidligere Risa Rock) og ble påbegynt august 2008 og består av 7 km med tunnel og en kraftstasjon i fjell. Prosjektet har en kontraktsverdi på underkant av 200 MNOK. Prosjektet ble optimalisert gjennom tilbuds- og utførelsesfasen knyttet til påhuggsområder, trasevalg, tiltak i kraftstasjon og bekkeinntaksløsninger. Anlegget var bygningsmessig klart for vannfylling 5.oktober 2010, en måned før kontraktsfestet dato. Jakten på gode løsninger i felleskap mellom byggherre, konsulent og entreprenør har preget prosjektet fra starten.
Prosjektet er gjennomført uten fraværsskader.

SUMMARY

Jøssang hydro power project is the first contract that was awarded to Lemminkäinen Anlegg (former Risa Rock) and was started late August 2008 and consists of 7 km with tunnels and a hydro power station inside the mountain. The project has a contract value just below 200 MNOK. The project was optimized through the tender period and also through the duration of the contract. The portaling area was reconstructed, the choice of route was changed, other solutions in the power station and creek intake were excecuted. The project was ready to put water into 1 month ahead of schedule as a result of finding good solutions together with client, consultant and contractor. This collaboration has characterized the project from the beginning.

The project has been executed without any day absent from work related to injuries.

1. INNLEDNING

Dette innlegget er ikke bare historien om hvordan et prosjekt har blitt gjennomført og bearbeidet. Det er også en del av historien om oppstarten av et nytt firma og hvordan en har løst de utfordringer det innebærer.

Gjennom dette innlegget vil jeg gå inn på hvordan vi organiserte tilbudsarbeidet, gjennomførte forhandlingene med kunden, organiserte oppstarten av prosjektet, gjennomførte

det, og til slutt fullførte det, noe som skjer i disse dager. Til slutt har jeg noen refleksjoner vedrørende samarbeid og prosjektgjennomføring.

2. HISTORIE

Lemminkäinen Anlegg (tidligere Risa Rock) ble etablert i 2007 av 4 grundere sammen med Risa konsernet. Et av de første prosjektene vi regnet på var Jøssang Kraftverk for Jørpeland Kraft (66,7% Lyse og 33,3 % Scana Steel). Lyse Infra som forestod utbyggingen ønsket bred konkurranse og vi grep muligheten. Prosjektet passet oss bra med tanke på de erfaringene vi hadde fra tidligere vannkraftprosjekter og prosjektet ville være en god base for videre utvikling av firmaet. Tidligere erfaringer fra kraftverksprosjekter hvor en gjennom samarbeid fant gode løsninger, gjorde oss veldig motivert. Gjennom tilbudsfasen søkte vi å finne løsninger som kunne være å interessante å diskutere videre i avklarings/forhandlingsmøter.

Vi hadde samtidig en rekke utfordringer som måtte løses. Vi måtte få sentral godkjenning, bli registrert i Sellicha og ikke minst etablere et styringssystem. Vi fikk heldigvis ansatt ressurser på styringssystem relativt raskt, men alt var tidskritisk med tanke på å gi gode tilbud og å inneha gjennomføringsevne.

3. KORT BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Jørpelandutbyggingen ligger i Strand kommune i Rogaland, kun 45 min reise fra Stavanger og består foruten av Jøssang kraftverk av en rekke andre prosjekter, bla Dalen kraftverk, som også Lemminkäinen Anlegg har bygget.

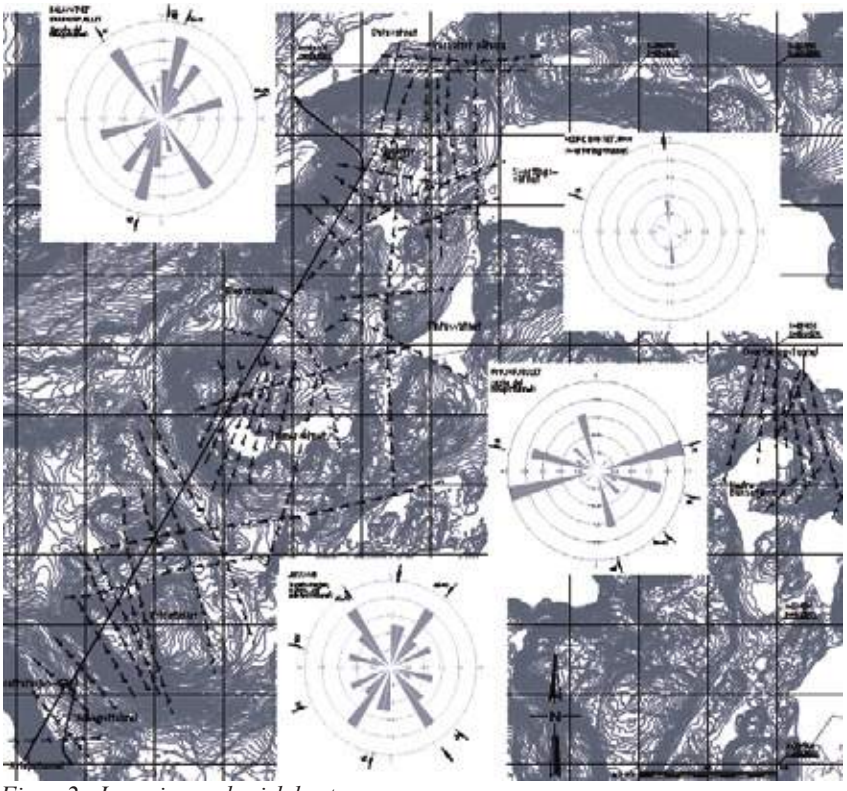
Figur 1 Jøssang kraftverk. Lokalisering og nedslagsfelt

Jøssang kraftverk, er plassert ca 500 inne fjellet ved Botnsfjorden innerst i Idsefjorden. Kraftverket utnytter fallet på 300 m mellom Dalavatn og Botnsfjorden. Inntaket til kraftverket er like oppstrøms utløpet fra Dalavatn. Vannveien ligger i helhet i fjell og er spreng ut med

krav om et minstetverrsnitt på 16 m2. Valgt tverrsnitt ble 18 m2. Totalt er det sprengt ut ca 7 km med tunneler. Utløpet er i Notvik. Aggregatet skal knyttes opp mot et nytt 132 kV anlegg plassert i dagen over kraftstasjonen. Alle fjellmassene har gått til bygging av en molo for behandlingen av restavfall knyttet til produksjonen ved Scana Steel.
Prosjektet er organisert som en regulær hovedentreprise for bygg og hvor elektromekaniske arbeider er skilt i en egne entrepriser hvorav Alstom har den største. Lemminkäinen Anlegg sin kontrakt er i underkant på 200 MNOK.

Ingeniørgeologi:

Bergartene i området består hovedsakelig av granitt og granittisk gneis av generelt god til meget god kvalitet. Det er en del oppsprekking langs traseen, noen orientert nokså parallelt tunneltraseen. Vi fryktet at dette kunne gi litt bore- og ladeproblemer. En dypere trase kunne kanskje være en fordel, noe vi fremmet i et alternativ.



Figur 2 Ingeniørgeologisk kart

3.1 Hoveddata for Jøssang kraftverk

Nedbørfelt 73,7 km²
Midlere tilsig 5,93 m³/s
Totalt magasinvolum 23,5 mill. m³

Max. brutto fallhøyde 288,2 m
Slukeevne 13,0 m³/s

Installert turbineffekt 34 MW
Midlere årlig energiproduksjon: ca. 85 GWh

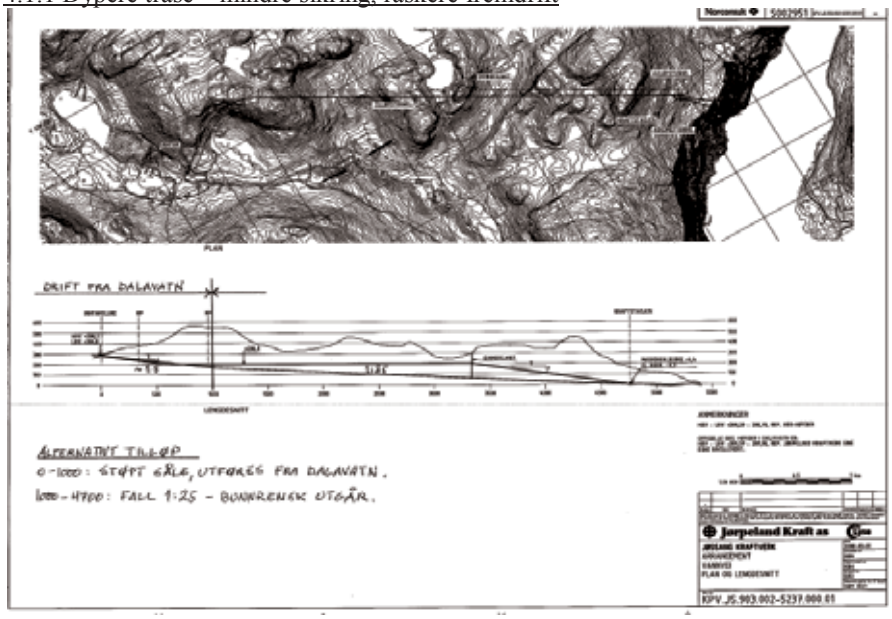
4. VÅR TILNÆRMING TIL PROSJEKTET

4.1 Endringer/presiseringer i kontraheringsfasen

Etter innlevering av tilbudet fortsatte vi å videreutvikle en del ideer vi hadde lansert som en del av i tilbudsbrevet. Disse ideene la vi frem på avklarings/forhandlingsmøtene. De endrede løsningene besto av

- dypere trase – mindre sikring, raskere fremdrift
- 300 m kortere trase – tidligere ferdigstillelse
- Endret utforming av påhuggsområde Notvik, raskere oppstart.
- Kranbanedragere i stål – redusert byggetid
- 18 m2 tverrsnitt på tilløpstunnelen

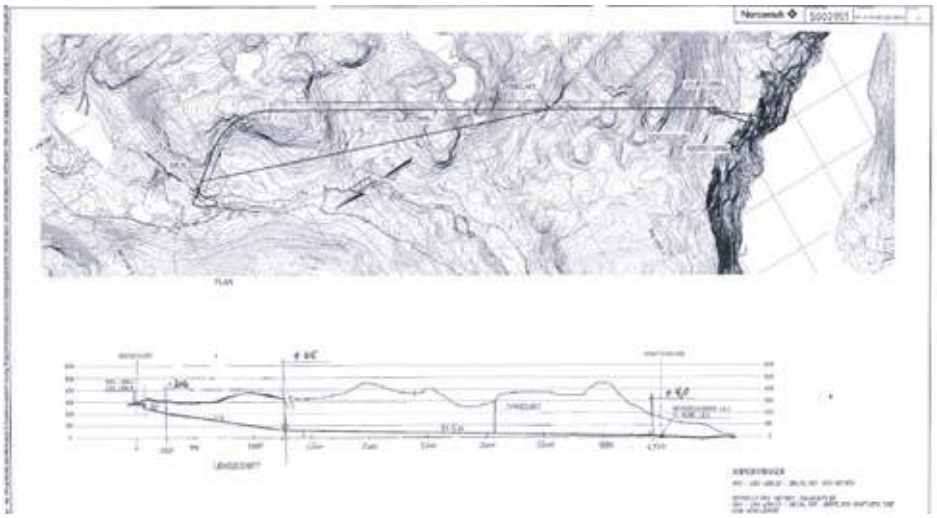
4.1.1 Dypere trase – mindre sikring, raskere fremdrift



Figur 3 Skisse som viser alternativ med dyp trase

Gjennom en dypere trase mente vi at de tette sprekkesettene, som er omtalt i ingeniørgeologisk rapport, bli mindre karakteristiske, noe som ville sikre bedre driveforhold i tilløpstunnelen og gi raskere fremdrift. Bore og ladeproblemer er som kjent lite gunstig fremdriftsmessig og er ofte en vanskelig materie å håndtere kontraktsmessig.

4.1.2 Dypere trase gir 300 m kortere trase – tidligere ferdigstillelse



Figur 4. Skisse som viser kort trase ved valg av dyp trase

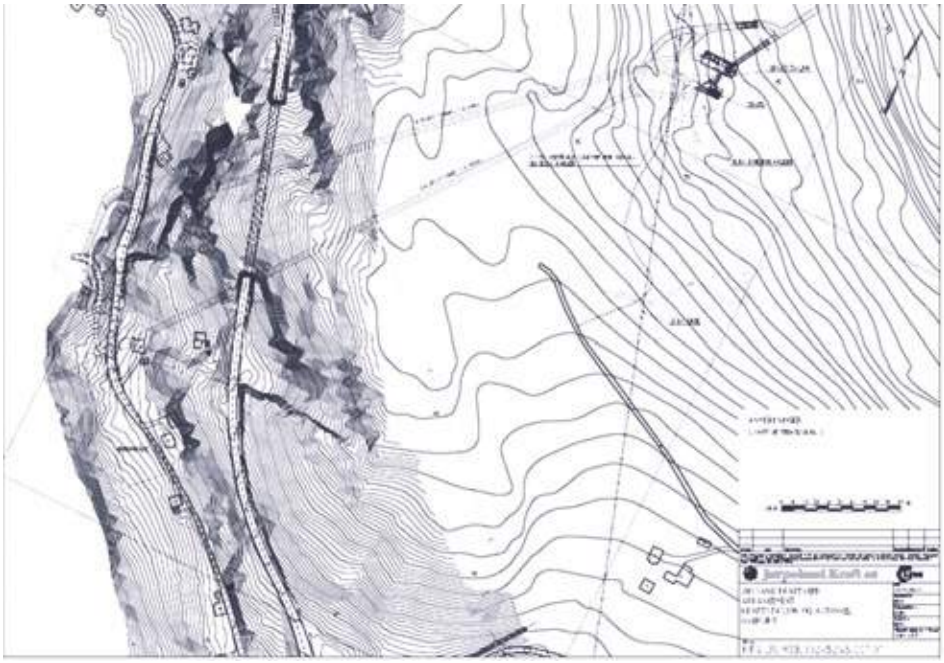
Dyptliggende tilløpstunnel gir mulighet for innkorting ved at man går rett mot inntaket fra svingesjakta. Forslaget går ut på å drive 1 : 50 fra konus til kote 65, herfra 1 : 7 til ca 50 m fra inntaket. Her sprenges ned en ca 20 m lang skråsjakt fra en ca 50 m lang tunnel som er drevet med fall 1 : 50 ned fra inntaket. Med forespørselens sjaktplassering vil dette medføre ca 260 m kortere tilløpstunnel.

På denne tiden ble forslag om å flytte svingesjakta mot øst utredet for å kombinere den med inntak av Moslitjørna. Dette vil medføre ca den samme forlengelsen av tunnelen, men alternativet er likevel 160 m kortere enn hva flyttingen av sjakta medfører for høytliggende tunnel.

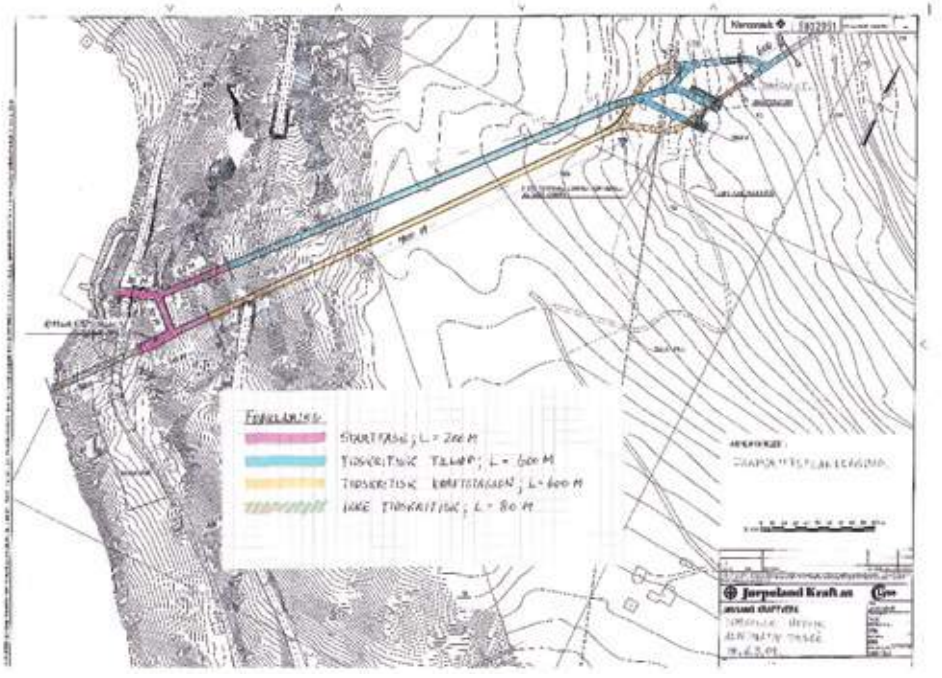
4.1.3 Endret utforming av påhuggsområde i Notvik

Løsningen består av:

- Det etableres et felles påhugg for A-tunnel og U-tunnel på riggområdet på ca. kote 2,5 under fylkesvegen.
- A- tunnelen drives rett inn mot kraftstasjonsområdet fra det nye kombinerte påhugget. Det etableres tverrslag ned mot U-tunnelen og omlastestasjon i en midlertidig nisje i U-tunnelens retning mot utslaget i fjorden. Opprinnelig tverrslag mot U-tunnelen sløyfes. Endret påhuggsområde Notvik gir et felles påhugg for avløp og adkomst til kraftstasjonen og gir ingen trafikale problemer slik opprinnelig løsning ville. Gir også miljømessige gevinster ved å samle all anleggsaktivitet på en felles plass.



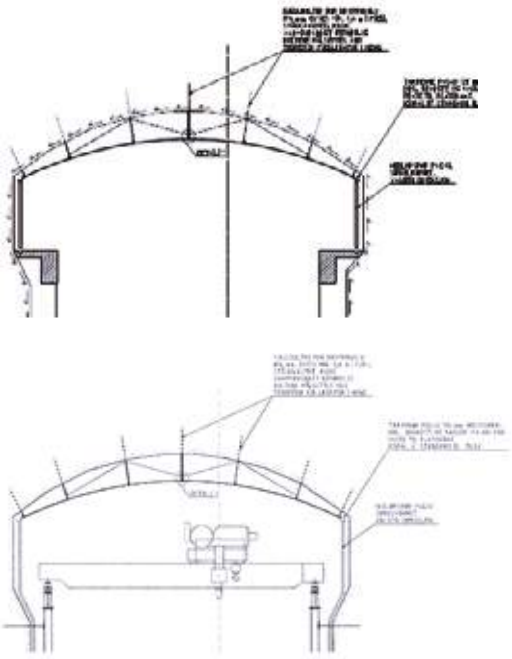
Figur 5 Opprinnelig løsning påhuggsområde Notvik



Figur 6. Endelig løsning påhuggsområde Notvik og tidskritiske stuffer

4.1.4 Kranbanedragere i stål – redusert byggetid

I kraftstasjonen ble det gjort noen endringer i kontraheringsfasen ved at kranbanedrager ble sløyfet med opplegg på fjell og. Istedenfor ble det etablert et reisverk av stål. Dette gir ca 2 uker besparelse i byggetid. Sugerøret var såpass lett at en kunne bruke mobilkran for å senke det.



Figur 7. Endret utførelse krandrager fra opplegg på fjell til komplett stålløsning

4.1.5 Valg av tverrsnitt tilløpstunnel - 18 m2

Ved tilbudsinnbydelsen var det fritt opp til entreprenøren å velge tverrsnitt utover 16 m2, som var minstetverrsnittet. Valg av tverrsnitt har stor betydning evalueringsmessig, siden den skal ut på mellomlager for så å fraktes på lekter og dumpes etter et nøye tilpasset program. Vi valgte å gå for 18 m2 på tilløpet, som har en lengde på 3,5 km. Det valgte tverrsnitt var mindre en konkurrentenes og gav oss et fortrinn.

Utfordringen var å få satt sammen en utstyrspakke som matchet dette og krav til ventilasjon.

Ved å bruke 1,60 duk måtte vi få tak i utstyr som ikke var høyere en 2,87.

4.2 Konsekvenser for fremdrift.

Opprinnelig tilbudt milepel klart for vannfylling var 9. juli 2010. Ved innføring av disse tiltakene var det mulig å tilby ferdigstillelse 2 måneder tidligere forutsatt kontraktsinngåelse 29. februar 2008 samt forespørselens plassering av svingesjakta.

Grunnet uklare rammebetingelser knyttet til innføring av grønne sertifikater og et fellesmarked med Sverige ble prosjektet satt på vent i inntil 6 måneder grunnet potensiell avklaring. Milepelene ble med dette flyttet 6 måneder, slik at kontraktfestet dato for klart for vannpåsetting ble 5. november 2010.

Prosjektet er et marginalprosjekt med utbyggingskostnader på ca 4 kr/kWh. En avklaring knyttet til grønne sertifikater ville kunne gjøre prosjektet mer lønnsomt. Som kjent forelå det ingen avklaring før 1.september 2008, men Lyse bestemte seg for å kjøre prosjektet.
At det i dag fortsatt ikke foreligger noen avklaring vedrørende tilskuddsordninger for være en digresjon, men viser en tydelig inkonsekvent holdning blant regjeringspartiene til å gjennomføre intensjonen med å prioritere fornybar kraft og ha forutsigbare rammebetingelser til en verdikjede som skal leve av dette.

5. SAMARBEIDSPARTNERE OG UTSTYRSVALG

Dette pusterommet på et halvt år ga oss god tid til å planlegge prosjektet, men det ga oss ingen garanti før investeringsbeslutningen ble tatt midt i august 2238.

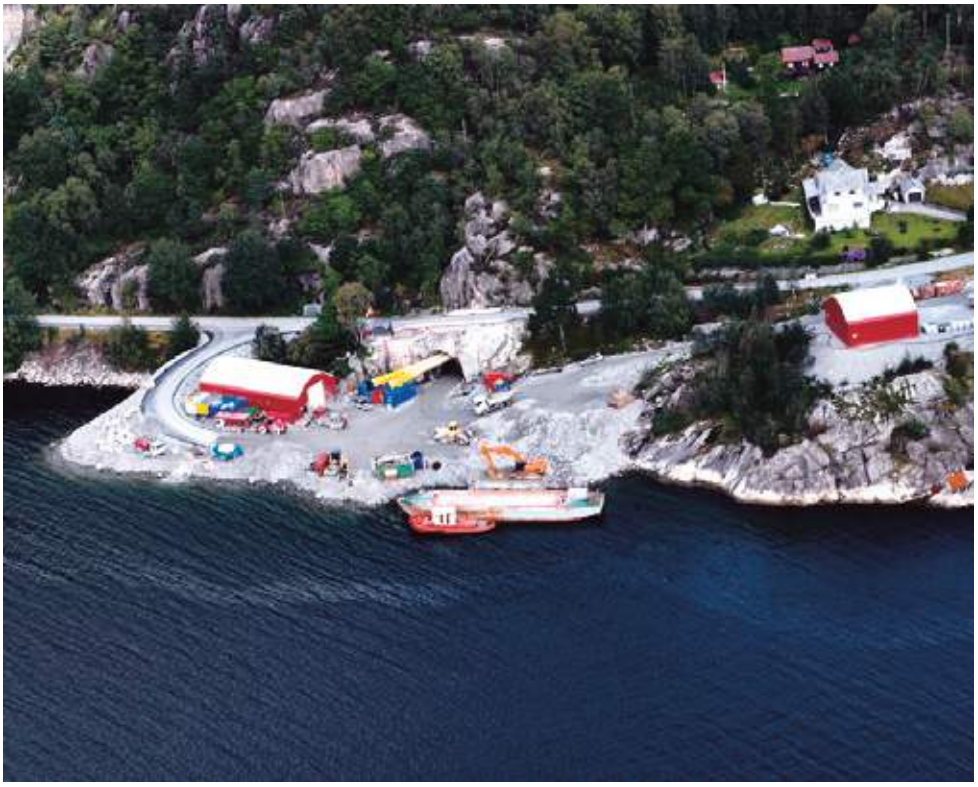
Ved oppstarten av prosjektet hadde vi ikke noe utstyr, bare 4 pick- uper, resten av utstyret måtte vi leie. Jørpeland Kraft ba oss før vi underskrev intensjonsavtalen om en plan for kritiske leveranser og gjennom gode relasjoner med bransjen kunne vi tilby en komplett pakke, hvis prosjektet ble vedtatt.

5.1 Kritiske leveranser

Noen sjanser måtte vi ta, grunnet lang leveringstid, og vi bestilte ny rigg fra Atlas Copco. Modellen som ble valgt var av type M2 C, dvs en to boms rigg med senket hytte og 2238 aggregater med 16 fot mating. I tillegg ble det som en opsjon forhandlet et kjøp av en lastemaskin type Atlas Copco Scooptram ST1030 noe vi valgte å benytte oss av, denne utstyrte vi med skyveskuffe, noe som var en suksess. Ventilasjonsutstyr bestilte vi GIA. Vi laget en intensjonsavtale med Birkeland Maskinentreprenørforretning om driving av adkomsttunnelen. Det samme hadde vi med Byggekompaniet AS knyttet til betongarbeidene i prosjektet. Vi kontraherte også Narum AS som underentreprenør på utransport av tilløpstunnelen. Narum kjøpte biler med dumperkasser med høyde som var tilpasset vår lastemaskin mht høyder. Ikke noe utstyr er over 2,87.

6. GJENNOMFØRING AV PROSJEKTET

6.1 Utforming riggområde:



Figur 8. Riggområde Notvik. (foto: Jørpeland Kraft)

Riggområdet er lite og det skal foregå mye arbeide i området. All massehåndtering inkl mellomlager til lekter og lektertransport skjer her, slurrytelt, verkstedtelt, vanntank, drivstofftank og område for omlasting av betong.

Den nye løsningen med å ha et felles påhugg for adkomst og avløp gav oss en stor hovedutfordring med å komme oss under den kommunale vegen. Løsningen ble å støpe en plate, som det viste seg at vi måtte dimensjonere som en bru for å få den godkjent. Ved avgraving av vegen viste det seg i tillegg at det gikk en markert dypsøkk langs en sprekksone midt i vegen. Løsningen ble å flaske ut med magerbetong og støpe så en bruplate. Kryssingen under vegen gikk med delte og korte salver i tillegg til dobbel sett av forbolter. I praksis drev vi gjennom den betongen som vi hadde flaska ut dypsøkket med.

Figur 9. Svakhetssone i veg over portal/adkomsttunnel

Figur 10. Påhugg adkomstunnel Dårlig/ ingen overdekning

Figur 11. Kryssing under veg Notvik. Omfattende sikringstiltak. (foto: Jørpeland Kraft)

På denne måten kom vi veldig tidlig i gang med adkomsttunnelen på 32 m2, som Birkeland Maskinentreprenørforretning drev. De brukte en 2005 mod L2 C med 3038 hammere og lastet ut med en Cat 980 G inn til kraftstasjonen. Avløpstunnelen drev vi med innleid AMV 2 boms rigg fra Mesta med egne skift.

I denne perioden brukte vi massene til å utvide riggområdet, slik at det ble plass til et lite mellomlager og kai med omlasting for lektertransport. Lektertransporten og molobyggingen ved Scana Steel (3 km transportavstand) ble utført av Agder Marine med en splittlekter.

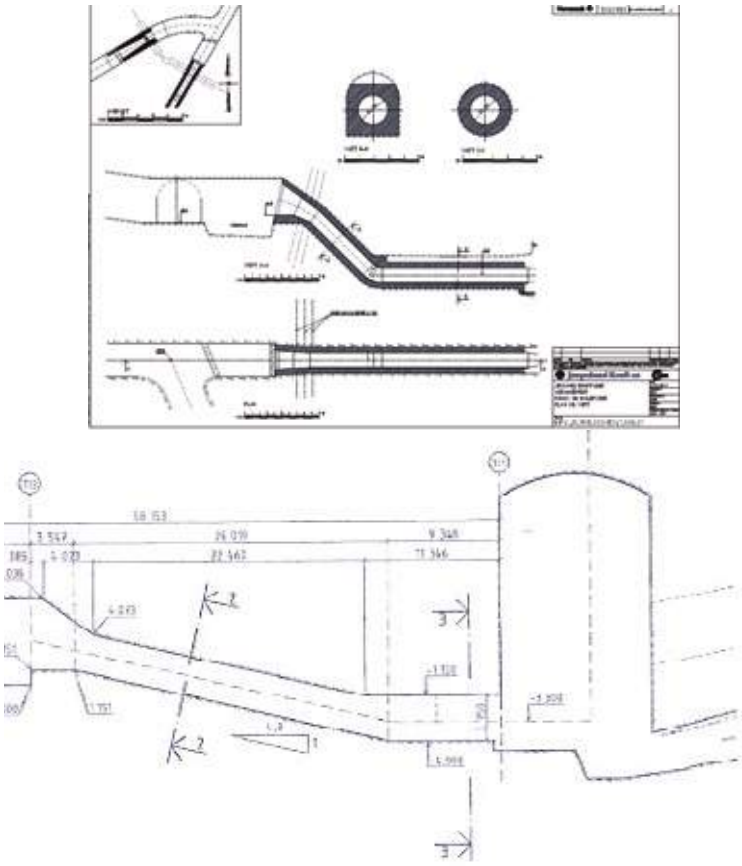
Rett før jul etter 3,5 måneds drift og 500 m adkomsttunnel hadde vi nådd stasjonsveggen med riggen til Birkeland og med innleid rigg gikk vi videre ut mot tilløpet, hvor vi etter noe vekseldrift mot konus snevret inn tverrsnittet til våre valgte 18 m2 i mars 2009, da vi fikk komplett eget utstyr og driftslinje som var tilpasset tverrsnittet.

Vi hadde nå hatt såpass god drift at vi hadde muligheter for å ferdigstille prosjektet en måned tidligere, noe vi laget en incentivsavtale med byggherren på.

Utsprenging av takskive i kraftstasjon sammen med trafohall gikk suksessivt. Palling av stasjonen gikk uten problemer.

For å spare tid engasjerte vi Skanska til å drive sugerørstunnel og tunnel for trykkrør. Helning på trykkrør ble optimalisert, se skisse

Den gikk nå med stigning 1:4,3 og kunne utføres i en operasjon.



Figur 12. Endret utførelse trykktunnel/sjakt

6.2 Kraftstasjon

Opprinnelig var adkomsten til kraftstasjonen og adkomsten til tilløpet separert. All massetransport fra tilløpet gikk ned i avløpstunnelen og ut via felles adkomst ved Notvik. Dette er en stor miljømessig gevinst og ikke minst logistikkmessig gjør dette det også enklere for arbeidene i kraftstasjonen og tilløpet.

Kraftstasjonen ble bygd opp etter prinsippet ved å la det stå igjen en sjakt der tromme, turbin, og generator skal stå. Dette har vist seg å fungere godt tidligere ved at en får separert elektromekanisk og byggentreprisen på en god måte. Siden sugerøret kunne heises ned uten at traverskranen var montert sparte man tid.

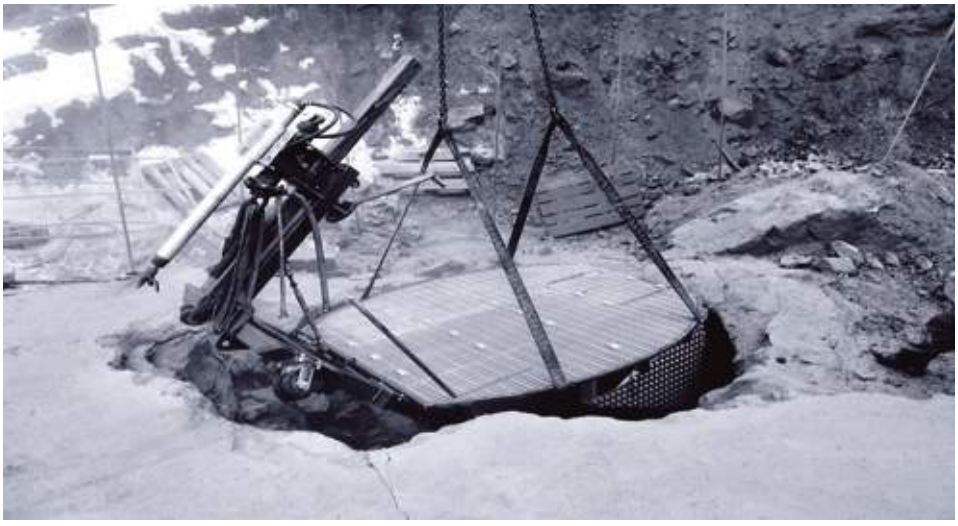
Figur 13. Diverse bilder fra kraftstasjon. (foto: Jørpeland Kraft)

6.3 Kombinert svingesjakt og bekkeinntak:

Opprinnelig i tilbudet var det medtatt en svingesjakt på 107 m drevet med alimak. Prosjektet hadde tidligere vært opptatt av å få med en bekk (Solheimsåna)og kombinere dette med svingesjakten. Problemet var at det ikke forelå konsesjon på bekkeinntaket, men prosessen ble etter hvert satt i gang. Det viste seg imidlertid at det var en del innsigelser på foreslått plassering. Anleggsteknisk ville også dette tiltaket by på en del problemer, da det måtte gjøres mange tiltak i dagen for å fremføre vannet til sjakten. Grunnet dette gikk en inn for å foreslå å ta inn bekken lenger nede i faret, men da måtte det drives en tunnel på ca 800 med en stigning på 1:7 og deretter bores en sjakt med diameter 2,4 m på 320 m opp til bekkeinntaket. Investeringen er lønnsom siden bekken vil gi en økning på ca 10 GWH til prosjektet. Når denne diskusjonen pågikk var vi kommet frem til juli 2009 og en måtte ta et valg om en skulle etablere et kryss i tilløpstunnelen opp mot bekkeinntaket. Jørpeland Kraft viste seg å være handlekraftige og bestemte seg å ta denne risikoen uten konsesjon. (Det kunne bli en veldig dyr luftsjakt!) Det ble holdt flere befaringer og NVE gav sin tilråding for å gi konsesjon for bekkeinntaket.

Sjakten ble drevet av E-service med en diameter på 2,44 m med 45 grader helning. Dette ble gjennomført i perioden november 2009(uke 48) til februar(uke 8) 2010. For å få etablert et område hvor svingningen skulle dempes måtte en strosse ut svingesjakta over en strekning på 20 m, ca 30 m nede i sjakten.

Dette ble gjort ved å lage en plattform som ble sertifisert som så kunne heisen ned i sjakten. Utstyret ble laget av Fasseland mekaniske verksted og ble utformet slik at en kunne bore radielt ut for strossing med ønsket hullavstand og forsetning. Arbeidet med sjakten ble gjennomført på 6 uker med godt resultat.



Figur 14. Arbeidsplattform for stross i sjakt. (foto: Jørpeland Kraft)

6.4 Tilløpstunnelen

Dette medførte at tunnelen ble 800 lengre en prosjektert og en måte å iverksette tiltak for å korte ned drivingen på tilløpet for å møte ferdigstillelsen i kraftstasjonen. Løsningen ble å drive 600 m fra Dalavatn på synk 1:7 med et 16 m2 tverrsnitt. Arbeidet ble forhandlet frem med Skanska som vår underentreprenør. Arbeidene ble utført med en AC 322 og Sandvik 1540 last og bær maskin

Foruten å drive noe tunnel fra Dalavatn har det pågått betongarbeider med inntakskonstruksjon og betongdammer.(se bilde)

Figur 15. Oversikt over inntakskonstruksjon og dam Dalavatn (foto: Jørpeland Kraft)

Stort sett gikk drifta på tilløpet som planlagt, vi påtraff noen vannførende soner som gav oss noen enkeltvise utfordringer. Total innlekkasje har ligget på ca 600 l/min fordelt på en strekning på 4 km. En periode hadde vi en del sprakefjell men dette gav seg oppover mot Dalavatn.

7. HMS ARBEID OG ERFARINGER

En av de første personene vi ansatte i firmaet var HMS leder. Som nyetablert så vi viktigheten av å få systemer tidlig på plass for å få dem implementert godt i organisasjonen. Vi valgte i tillegg å ISO sertifisere oss etter NS –ISO 9001 og miljøstandarden NS - ISO 14001. Dette for å vise ovenfor våre kunder at vi tar styringssystemer på alvor.

På Jøssangprosjektet har vi vært nøye med å følge opp anleggsarbeidene strukturert. Gjennom oppstartsmøter med alle som til enhver tid gjør arbeid på prosjektet, til ukentlige faste vernerunder, overordnede risikovurderinger og Sikker Jobb Analyser prøver vi å implementere holdninger til alle de faktorer som har betydning for at vi kan gå hele hjem når arbeidsdagen er over.

Prosjektet nærmer seg slutten og vi kan forhåpentligvis gjøre opp den gledelige status at ingen har hatt fraværskade på prosjektet (H verdi =0). I tillegg har vi en H2 verdi på 15,4. Antall rapporterte RUH pr. årsverk er 2,7.

Vi prøver alltid å jobbe etter prinsippet at det alltid skal være to barrierer knyttet til arbeidsoperasjoner.
Det har vært fire røde hendelser på prosjektet. Disse har alle blitt gransket og det har kommet mye læring ut av de, særlig med tanke på barrieretenkning. Det kan derfor i denne sammenheng også være læring for andre å nevne de.

1. Deler av tipp raste ut i sjøen. Hjullaster i nærheten. Ny revidert prosedyre ble utarbeidet. Gravemaskin og endetipp med utmasing av masser kombinert med inspeksjon ble noen av tiltakene som ble iverksatt.. Totalt 8 tiltak ble identifisert. **Sjøtipper skal aldri undervurderes**
2. Blokk løsna fra hengen og ned ved siden av borerigg. Trolig løsnet grunnet spenninger i fjellet. Området var tidligere rensket for hånd (ukerensk), men to dager stopp (i helgen) har bommet opp fjellet. Tiltakene ble i dette området, som var lunefullt, å foreta en ekstra manuell rensk påfølgende mandag etter. Etter tre uker evalueres tiltaket før det eventuelt avsluttes. Doble barrierer tilsier mer bruk av sprutbetong
3. Stod igjen tenner og dynamitt fra forrige salve. Observert på stuff drevet på synk1:7 fra Dalavatn. Tiltakene som ble identifisert var; Prosedyre for sprenging må repeteres med faste intervall, visuell inspeksjon gjøres nøyere ved dårlig fjell og oppsprukke fjell, spyle stuffen hvis forholdene er uoversiktlige.
4. Rekkverk mot generatorgrube i maskinsal gav etter når tre personer lente seg mot det. Årsaken var for korte bolter i dekket som skulle holde rekkverket. Bakenforliggende årsaker avdekker uklar forståelse av grensesnitt mellom aktørene. Området var forstått ”overtatt” av elektromekanisk leverandør, noe som har medført dårlig kontroll av rekkverket. Hendelsen resulterte i 5 forbedringsforslag:

I tillegg har vi avholdt fire beredskapsøvinger med redningsetatene, noe som har gitt alle parter mye læring

8. OPPSUMMERING FREMDRIFT OG MEDGÅTTE MENGDER

Gjennomsnittlig inndrift på tilløpstunnelen var på 78 m/uke
Etter gjennomslag 28. mai 2010 ble tunnelen ryddet og alle strekninger brattere en 1: 50 ble bunnrensket. Dette er alltid en tidskritisk aktivitet og en anstrengende jobb. Det er vanskelig å få et optimalt arbeidsmiljø grunnet eksos og tilgang til lite ventilasjon, grunnet avhengighet av trykkforhold ute. I tillegg er det risiko for å møte forsagere fra gamme sprenging.

Bunrensken foregikk i ferien og i løpet av 5 uker var 1300 m rensket og arbeider med betongpropp kunne begynne. I mellomtiden hadde en sprengt gjennomslag ut i fjorden. Bergforholdene var her meget gunstige og utslaget på 12 meters dyp gikk uten problemer. Vi takker for hjelp av Skanska og Orica knyttet til dette.

Tverrslagsproppen ble støpt ferdig 29. september 2010, dvs vi greide vårt mål som var å klare milepel for klart for vannfylling 1 måned tidligere enn kontraktfestet den 5. november.

Elektromekanisk leverandør har derimot problemer med ferdigstillelsen, noe som jeg også har opplevd i tidligere prosjekter. Globaliseringen skaper utfordringer for utbyggerne i bransjen, forutsigbarhet er vanskelig å oppnå. Vi har hele tiden vært tilskuere til dette i prosjekteringsmøter og tenker på hvor stor risiko dette hadde vært i et turn-key prosjekt.

Sikringsarbeider	Kontrakt		Utført	
	Bolter	Sprøytebetong	Bolter	Sprøytebetong
Adkomsttunnel	1420	700	476	543
Tilløpstunnel	8740	1304	3562	950,9
Avløpstunnel	1380	200	855	324
Kraftstasjon og trafohall	820	235	422	331
Sum	12360	2439	5315	2149

Figur 16. Oversikt utført sikring og mengder i kontrakt (tunnel til Solheimsåna ikke medtatt)

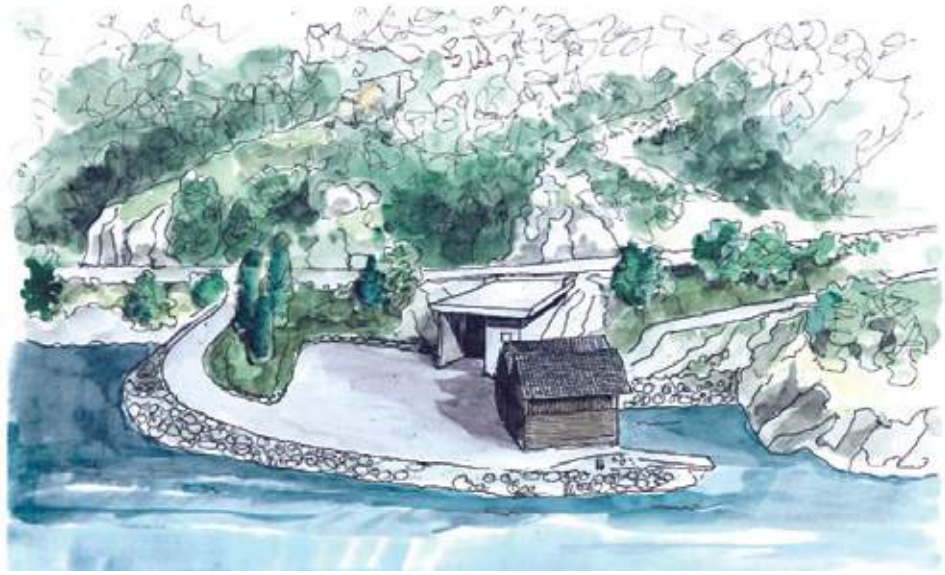
Sikringsomfanget har som tabellen viser godt samsvar med forbruk av sprøytebetong, men vesentlig mindre bolting.

9. RÅD TIL FREMTIDIGE UTBYGGERE (IKKE BARE INNENFOR VANNKRAFT!)

Gjennom tre store kraftverksprosjekter har jeg sett betydningen av å ha en levende prosess på å finne gode løsninger og incitamentsløsninger, særlig i forhandlingsfasen, da er kreativiteten sterkest. Dette betinger i stor grad at den prosjekterende er villig til å se på nye løsninger og ikke forsvare gamle. På Jøssang kraftverk har vi opplevd Norconsult som en lagspiller for å få til gode løsninger.

For en entreprenør er det et godt incitament i å konkurrere på prosjekter der ikke utelukkende "pris" er ensbetydende med seier, men at gode løsninger også evalueres med tanke på besparelser. Ved å ha kontraheringsprosesser som fremmer samarbeidsevner og jakten etter gode felles løsninger, kan en oppfylle intensjonen med begrepet samarbeidsplikten.

Jeg vil benytte anledningen i dette foredraget å rette en stor takk til Jørpeland kraft og spesielt Lyse Infra som våget å satse på oss.



Figur 17. Planlagt ferdig portal/påhuggsområde Notvik

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

RØROS KOBBERVERK – EN BÆREKRAFTIG HISTORIE

Øystein Pettersen

Da Røros Kobberverk leverte sin konkursbegjæring 13. oktober 1977, var en viktig del av norsk bergverkhistorie brakt til ende. Men ikke bare bergverkshistorie. Gjennom 333 år var Verkets historie også nasjonens historie. Under dansk herredømme og enevelde, som industrireising i distrikt-Norge, med framvoksteren av det norske byborgerskapet, dels med bakgrunn i - dels i strid med - dansk adel og den danske kongens tyske forbundsfeller.
Den politiske og sosiale uroen som oppsto under det danske overstyret representert ved kong Christian 4.'s kammertjener Joachim Irgens førte til konflikter med gruvearbeiderne, malmkjørerne, hyttearbeiderne og kullbøndene i deres kamp for utkomme og rettigheter. Disse konfliktene var imidlertid utløst av en annen konflikt: den om eiendomsretten til malmen, til gruvene, til Kobberverket. Om Finnerstriden.

Røros Kobberverk regner sin opprettelse fra 28. august 1644 i kraft av den mutingsseddel som Oberberghauptmann Hans Sigfrid von Lüttichau utstette fra Bragernes til Lorentz Lossius, skiktmester ved Kvikne Verk, og hans «consort» Peter Petersen, på Rødhammers skurf» (Freyes Glück eller Lossiusgruva). Bakgrunnen for søken etter erts i Rørostraktene kan vi lese om i P.Hiort og P.S.Krags «Efterretninger om Røraas Kobberverk og Præstegjeld»: «Anledningen til Røraas Verks første Oppdagelse og Belægning, samt Bergstadens Oppbyggelse, gav det Kongl. Patent om Ertsgrubers oppfindelse i Norge, som H.M. Kong Christian den Fjerde havde i Året 1644 ladet utgaae med Befaling, at samme patent af alle Prædikestole skulle til Alles Efterretning oplæses og forkyndes. Af dette blev Hr. Anders Olsen, Provst i Dalernes Provsti og Sogneprest i Meldalen, som havde faaet Kundskap om nogen Erts, der skulle findes i et Fjeld eller Berg, ved Røraas beliggende, Rødhammeren kaldet, bevæget at tilskrive sin Svigersøn Lorents Lossius, daværende Schichtmester ved Qvikne Kobberverk, at han ville tage stedet i øiesyn.»

Som det framgå nedenfor, drev Lossius undersøkelsesarbeider i skjerpet samme sommer, men med ringe resultat. På sin veg fra Rørås gård, der han hadde søkt tilhold undervegs til Rauhammeren, hadde Lossius vært innom Hans Olsen Åsen – jeger og bonde - der dennes gård nå ligger midt i Røros. Der hadde han vist fram prøver av malm fra Rauhammeren og bedt bonden om se etter slik sten under sine turer i fjellet. Noe senere gjorde hans Hans Åsen et slikt funn – etter sagnet blottlagt og sparket løs av et rensdyr han hadde skutt, og dette meddelte han Lossius. Gjennom sin bergmannskunnskap kunne Lossius og hans assistenter søke og finne malmkilden i fast fjell og starte undersøkelsen av denne. Malmfunnet var rikt på kobber, men det dro langt på året og videre undersøkelser måtte utsettes til neste år.

I mellomtiden fik han mutingsseddel utstedt av oberberghauptmann Lepine på Kongsberg datert 15.12.1645 og «confirmert» av samme 30.01.1646. Lossius og Petersen utgjorde det første partisipantskap med hver sin halvdel, men Petersen ga sin del til prost Hans Lauritsen på Tynset, og Lossius av sin part noe til sin svigerfar prost Anders Olsen Bruse, slik at de to prostene og Lorents Lossius eide hver sin tredjedel av det totale antall på 30 kuxer.
Lossius satte straks i gang arbeidene ved gruve, hytte og skogsvirke, og allerede i september 1646 kunne den første smeltehytte settes i drift. Den 16.09.1646 ble Lossius utnevnt til

direktør av Frederik Urne på stattholderens befaling, og samme høst var også en smeltehytte nr. 2 i gang.

I mellomtida var imidlertid en annen person kommet inn i bildet, kong Kristian 4.s kammertjener Jochum Jürgens eller Irgens. Til tross for at han ingen tilknytning til malmfunnet hadde, fikk han ved list kongens privilegiebrev utstedt på seg «og de «Partisipanter, han agtede med sig at tage» datert 19.oktober 1646. Da var som nevnt verket godt i gang, smeltehytte nr. 1 i drift og nr. 2 nesten ferdig. Dam og sluse var bygd ved Lille Hittersjøen, likeldes en sag og andre bygninger. Det var smeltet 60 skippund garkobber, lagret 600 tønner malm ved hyttene, 2 500 tønner malm ved gruvene, 125 lester kull ved hytta og 80 favner røstved i skogen og ved hytta. Kammertjeneren kom første gang til Røros året etter, men prøvde på alle måter å utvirke at de første partisipantenes rettigheter skulle slettes. Han sendte til og med bergskriver Claus Rasmussen til Røros for å overta Lossius' plass. Etter flere forlik mellom Jürgens og de øvrige, der bl.a. Lossius' stilling som direktør ble bekreftet, fikk Jürgens likevel utvirket direktørens avskjed i 1651. Alt tyder på at det var et utmerket arbeid Lossius hadde fått utført de første år, bl.a. lot han allerede i 1650 oppført en kirke på stedet «etter kongens bevilgning». Lorentz Lossius døde i 1654.

Til ny direktør fikk Jürgens opp sin egen bror Johannes fra Tyskland, han var professor i medisin og filosofi, men døde allerede i 1959. Han ble etterfulgt av bergmester Jakob Mathias Tax som like etter ble overført til Kongsberg, og i 1663 ble enkedoktorinnens svoger, Chr. Arnisæus, ny direktør. Han var mektig upopulær blandt arbeiderne, og det varte ikke lenge før Jochum fant å måtte få han avskjediget. Ny direktør ble Henning Irgens, bergmester etter Tax, Jochum Jürgens nevø og fullmektig, og altså sønn av avdøde Johannes Irgens.

Her må skytes inn en omtale av partisipantskapet som organisasjon og funksjon. Det var – i motsetning til våre dagers aksjeselskap – et «ansvarlig selskap». Etter de siste forlik mellom Jürgens og de første partisipanter var kuxene fordelt som følger: Jochum Jürgens 45 kuxer, Jens Fris, borgermester i Trondheim, 5 kuxer, Anders Olsen Bruse 5 kuxer, Hans Lauritzen 2 kuxer, Lorentz Lossius 3 kuxer. Partisipantene skulle forsyne verket med proviant og forskuttere alle innkjøp etter antallet kuxer de eide. Deretter skulle de få betaling i form av ferdig kobber som de selv måtte selge. Jochum Jürgens eide store jordegods og ervervet mye rikdom gjennom sin hollandske kone, men han kom stadig i gjeld og var ofte ute av stand til å gjøre opp for sine forpliktelser. Det skyldtes både hans store pengeforbruk og tap av kobberlaster under «den skånske krig» (Gyldenløvefeiden) i 1665. Det medførte at arbeiderne ikke fikk utbetalt lønn, at det var mangel på mat, og at det i det hele tatt var stor misnøye ved bedriften. Verst av alt var svenskenes overfall på Røros i 1678 og -79 under den dansk-svenske krig, da Bergstaden ble lagt i aske. Det var protester og aksjoner i 1666 og 1672, og «den aabenbare rebellion» i 1682. Jochum Irgens var død i 1675, men også Henning Irgens var dårlig likt av arbeiderne og ble avsatt i 1683. Han ble etterfulgt av Anders Lossius, sønn av Lorentz, i en kort periode, men etter Brageneskomisjonens drøftinger, ble Irgens ansatt på ny i 1685. Under «tyskertida» (oberberghauptmann Schlanbusch) ble han igjen avsatt, men da de tyske betjentene ble oppsagt, fikk han enda en gang stillingen tilbake (1689). Han fortsatte som direktør til sin død i 1699.

Fordelingen av verkets utgifter på partisipantene gjør det vanskelig å følge Kobberverkets økonomiske utvikling, regnskapet er bare et utgiftsregnskap. Det ser likevel ut til at driften gikk med overskudd fram til krigsårene 1678-79. Etter Bragerneskomisjonens råd og tiltak kom Verket etterhvert på fote igjen, men uheldig utvikling av malmen i Storvartsgruva ga

mindre gode resultater fram til Ny Storvarts ble funnet i 1708. Denne var deretter Verkets hovedgruve i mer enn 200 år.

Partisipantentskapets sammensetning gjennomgikk store endringer. Allerede i 1681 hadde de Trondhjemske kapitalister og handelshus tatt over mesteparten av kuxene. I 1685 ble antallet endret fra 60 til 180 kuxer. Da hadde Lorentz Mortensen Angel 53 kuxer og Holmfred Brugman 43. Henning Irgens som hadde arvet sin families 45 av de opprinnelige 60 kuxer, hadde bare igjen 16 ¾. Anders Olsen Bruse og Lossiusfamilien var ute. I år 1706 var alle kuxer på Trondhjemske hender. Kobberet fra Røros bidrog sterkt til Trondhjems utvikling, noe Hornemannsgården, Stiftsgården og Katedralskolen vitner om. I perioder betalte «De Angelske Stiftelser» hele sosialbudsjettet i Trondheim med overskuddet på sine kuxer.

Under Den Store Nordiske Krig ble Røros på ny invadert av svenskene, men etter Karl 12.s død ved Fredrikshald i 1718 ble de svenske troppene beordret tilbake over Tydalsfjellene der general Armfeldts armé gikk under i kulde og snøstorm. Bare en fortropp under oberst Sparre som hadde erobret Røros, kom seg velberget tilbake til Sverige.

Etter åpningen av Storvarts i 1644 kom i tur og orden en rekke gruver i drift. De viktigste er:
I Storvartsfeltet»:
Nyberget 1650, Hestekletten i 1659, Solskinnsgruva 1673, Kvintus 1691, Ny Storvarts 1708, Ny Solskinn 1852, Olavsgruva 1935 (geofysikk og diamantboring)),.
I Nordgruvefeltet:
Arvedals Gruve 1657, Christianus Sextus 1723, Kongens Grube 1735, Muggruva 1774, Rødalen (Kongens) 1916, Fjellsjøgruva 1950 (?), Lergruvbakken 1960
Andre:
Hersjøgruva 1670 og 1970, Klinkenberg 1668 og 1792, Killingdal Grube (Nordgangen) 1674, Fredrik 4.s gruve i Vangrøfta 1707, Grønskallen i Tydal 1741, Foldals Gruve 1747, Hesjedals gruve 1750, Kjøli Gruver 1776, Guldals gruber 1776, Rogngruva 1774, Killingdal Grube (Sydgangen) 1791.

I det ovenstående har jeg kun behandlet gruvene, bedriftens administrasjon og ansatte, og dens eiere. Den andre delen av historien gjelder smeltehyttene der kobberet skilles fra uholdig berg og sulfid. Det var en omstendelig prosess delt inn i fem faser – kaldrøsking, skjærsteinsmelting, venderøsting, smelting til svartkobber og garing til det endelige produkt – garkobber. Til denne prosessen gikk det med uhorvelige mengder røstved og trekull som sammen med hugst av settved til fyrsetting i gruvene gjorde store innhogg i furuskogen rundt Røros. Etter å ha tatt i bruk tre smeltehytter i nåværende Røros sentrum, den første der Bergskrivergården ligger, den siste ved Rørosmuseet , måtte en pga de lange transportveier legge nye hytter dit det var skog og frakte malmen dit på vinterføre. På samme måte som for gruvene kan vi nevne smeltehyttene etter deres byggeår:

Røros hytte 1646, Røros hytte nr. 2 1646, Røros hytte nr. 3 1671
Nøren hytte ved Os (tilhørende Aursundske Kobberverk) ca. 1660
Tamlagets hytte 1664 – 1694), Feragens hytte (brent av svenskene 1678)
Tolgen hytte 1711 – ny etter brann 1829,
Dragås hytte i Ålen 1727, erstattet av Eidet hytte 1834, brent og nyoppført 1853,
Fæmund hytte i drift 1743 – 1822, Lovise hytte i Alvdal 1748, Drevsjømo hytte 1820.

Det var stort sett samme smelteprosessen som ble benyttet gjennom mer enn 200 år.

Kaldrøstinga tok lang tid, fra seks uker og mer. Imidlertid foregikk kaldrøstinga i friluft, så det gikk fort å bygge hyttene, men desto lenger tid å fore om ovnene etter hver smelting. Omkring 1880 ble bessemermetoden og Manhés metode tatt i bruk, kaldrøstinga kunne utelates og med dobbelte vegger i vannkappene (Water jackets) kunne smeltinga foregå uten ombygging av ovnene.

Den gamle smeltemetoden til tross – Røros Kobberverk ga sine eiere, og staten og kongen gjennom tiende - god fortjeneste gjennom mange år. Som nevnt var regnskapet et utgiftsregnskap, men det antall riksdaler som ble utbetalt for hver kux viser at det var til dels store overskudd gjennom hele 1700-tallet, og særlig etter at krigen var over i 1718. Den nye hovedgruven – Ny Storvarts – ga stabil tilførsel av god malm, og Kongens Grube og Mugggruva var gode nr. 2 og 3. Høgkonjunkturene nådde toppen 1770 til 1810 (under Napoleonskrigene), også etter at Danmark/Norge kom med i krigen fra 1807. Samtidig var det dyrtid og matmangel fra 1789, og endog hungersnød i landet i 1813. Etter 1805 var malmtilgangen mindre og dårligere, også i Ny Storvarts. Såvel gruvene som skogene hadde vært overbeskatta. Før århundreskiftet var opptil 2000 personer avhengig av å få sitt utkomme fra Verket, og på det meste var det 300 personer delt opp etter puljer og roder som gikk manngard for å finne ny malm. Men fra 1810 til 1818 gikk Verket med underskudd. Det utløste en ny «administrerende kommision», en ny «Rørosloven av 1818 « og sanering og gjenreising av verket. Tiltakene ga resultat, og i tidsrommet 1820 til 1844 var det overskudd hvert år og videre helt til 1875, med topp høgkonjunktur under Krimkrigen 1853-56.

På 1870- og -80-tallet skulle det skje ting av stor betydning for Verkets fortsatte virksomhet. Med Rørosbanenes åpning 12. oktober 1977 ble den første svovelkis kjørt fra Kongens til Nyplassen stasjon. Med kisdriften på Kongens fikk Verket fortsatt mange gode år til tross for synkende kobberpriser. I 1886 ble dessuten Kongens Grubes Bane (Arvedalsbanen) til Tyvold anlagt. Overleveringen fant sted 11. oktober 1886, men var hver vinter plaget av enorme snømengder før en lærte å sette opp vindskjermer til å fange opp snøen. I 1887 ble konvertere tatt i bruk i smeltehytta og den første bessemering utført. Garkobber, raffinert kobber og Manhés kobber kunne dermed frambringes i Røros hytte, men det oppsto brann i hytta 7. juni 1887 og smelteprosessen stoppet i et halvt år.

1890-tallet fortsatte med stor produksjon av kobber og kis, mens det nye århundre sto fram med streiker og dårlig malm. Før og under den 1. verdenskrigen ble det imidlertid gode tider for Verket med overskudd og store avsetninger.

Den gamle organisasjonsformen ved Kobberverket var avlegs og bedriften ble gjort om til et vanlig aksjeselskap i 1910. Samtidig ble Rørosloven av 1818 opphevet.

Etter krigen var det bråstopp. Prisene sank, Verket manglet malm, smeltehytta sto stille 1920 til 1924. Det ble drevet oppfaring i Rødalsgruva og drift på gamle velter takket være et moderne flotasjonsanlegg bygd på Storvarts i 1926, men midt på trettitallet var Kobberverket på randen av nedlegging. Dette ble foreslått av «den andre Røroskommisjonen», men omtrent samtidig ble det funnet en interessant geofysisk anomali nord for Nyberget i Storvartsfeltet. Anomalien skyldtes en malmkropp som ble påtruffet ved diamantboring. Det ble drevet skråsjakt ned i malmen, og i 1938 kunne driften i Kronprins Olavs Gruve (Olavsgruva) starte opp. Gruva ga malmbasis for lønnsom drift fram til 1972, da den siste gruva ved Verket ble åpnet i Lergruvbakken syd for Kongens grube. Denne forekomsten ble også funnet ved geofysiske undersøkelser og diamantboring.

Den 2. Røroskommisjonen ble oppnevnt ved kongelig resolusjon 16. februar 1934. Bakgrunnen var at Kobberverket gikk med betydelige underskudd etter 1918, og slik så det ut til å fortsette. Det var investert i nyanlegg og moderniseringer ved Kongensanleggene og ombygging av flotasjonsverket på Storvarts, men anleggene var bare i drift en kort periode. Kommisjonen regnet med den mulighet at det ikke lenger ville være grunnlag for bergindustri i distriktet, men gikk inn for en storstilt gjeldssanering der Staten overtok verkets store skogeiendommer, og der Kuråsfossen elektrisitetsverk ble overført til Røros elektrisitetsverk. Samtidig overtok Staten aksjemajoriteten i Kobberverket. Kommisjonens anbefalinger førte til et enstemmig vedtak i Stortinget uten debatt. De nye malmfunnene sammen med rustningskappløpet foran den 2. verdenskrigen skapte igjen grunnlag for drift, og etter krigen ble innsatsen konsentrert om Olavsgruva og bygging av nytt flotasjonsanlegg på Storvarts. Det nye anlegget brant ned 30.januar 1946 like etter at det ble satt i drift, sammen med taubanestasjonen og verkstedet. Etter gjenoppbyggingen av anlegget i mars 1947 kom Kobberverket igjen i normal drift for første gang siden 1918.

Etterkrigsårene var en bra og stabil periode for Røros Kobberverk. Basert på gruvedriften i Olavsgruva og veltedrift i Storvartsfeltet kunne Verket drives med overskudd i lange perioder på 50- og 60-tallet. Etter en brann i smeltehytta i 1953, valgte en å legge ned hytta og basere salget på eksport av konsentrat til Boliden i Sverige og senere sinkkonsentrat til Odda. Samtidig ble det brukt store midler på malmleting som førte til flere interessante malmfunn. Som nevnt foran førte det til åpning av en ny gruve i Lergruvbakken og bygging av nytt oppredningsverk på Kongens. I 1975 falt imidlertid bunnen ut av sinkmarkedet, og etter store underskudd i 1975 og 1976, måtte Kobberverket begjære oppbud den 13. oktober 1977.

333 års gruvedrift var over. «Glück auf ! - den siste hilsen til bersan «hemåt frå gruven ...».

Etterord:

Malmer er «ikke fornybare ressurser» og gruvedriften ikke «bærekraftig» i og for seg. Mange gruveområder blir etterlatt som «ørkenlandskap» med skrot og forurensning som eneste minner etter forna dagers økonomiske og industrielle aktiviteter. På Røros har gruvedriften i sannhet vært bærekraftig. 333 års gruvedrift har etterlatt et livskraftig samfunn der næringsliv, kulturminneforvaltning, og lokale og sentrale aktører har klart å ta med seg fortida og gjøre framtida liv laga for generasjoner. 30 år etter at hjørnestenbedriften måtte kaste kortene, står Røros fram som et moderne samfunn, samtidig som det har beholdt sitt særpreg i byggestil og kultur, i språk og sosialt miljø.

I 1980 ble Røros som det første industristed tatt med på UNESCOS liste som verdensarv. Det var dengang den særpregede bebyggelsen som foranlediget utnevnelsen. I år er verdensarvstatusen brakt et skritt videre idet gruver, smeltehytter og transportveger innenfor «circumferensen» er tatt med i verdensarven, altså innenfor en sirkel med radius 43 km. med sentrum i Storvarts som markerer området for de privilegier kong Christian IV fastsatte for Røros Kobberverk i 1646.

Kilder:

P. Hiorts og P.S. Krags «Efterretninger om Røraas Kobberverk og Præstegjeld»,
Udgivne med Tillegg Af John Aas, Sogneprest til Gierestads og Vegaardsheiens Sogne
(1770-tallet/1846)
H. Dahle: Røros Kobberverk 1644 – 1894 (1894)

Ole Øisang: Rørosboka og Kobberverkets historie (1946)
Gunnar Brun Nissen: Røros Kobberverk 1644 – 1974 (1976)

Dette manuskript er forfattet av meg, Øystein Pettersen, november 2010, og benyttet som basismateriale for et kåseri om Røros Kobberverk under Historisk kvarter, Fjellsprengningskonferansen i Oslo 25. november 2010.

Forfatterens bakgrunn og forhold til emnet:

Bergingeniør NTH 1964
Geolog Røros Kobberverk 1967 – 1972
Driftsleder Killingdal Grubeselskap i Holtålen 1983 – 1986

Har tidligere skrevet: Røros Kobberverk «de tørre talls tale» Et bidrag til oppsummering av Kobberverkets produksjonshistorie (upublisert).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

Sivilingeniør Heidi Berg
ViaNova Systems AS

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

PRAKTISK BERGINJEKSJON FOR UNDERGRUNNSANLEGG – PRESENTASJON AV NY HÅNDBOK

Pre-Excavation Grouting in underground constructions – presentation of a new handbook

Senioringeniør Arnstein Aarset, NGI

SAMMENDRAG

Et av formålene til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) er å utvikle og styrke norsk bergteknologi. Dette arbeidet skjer i nært samarbeid med bransjen. Utviklingsarbeidet i regi av NFF gjøres kjent gjennom utgivelse av håndbøker og tekniske rapporter.

Håndbok nr. 1 ”Fjellinjeksjon” ble første gang utgitt i 1995. Den ble revidert i 2002 og gitt tittelen ”Berginjeksjon”. I foreliggende utgave er det gjort betydelige endringer i både innhold og utforming. Boken har derfor fått ny tittel ”Praktisk berginjeksjon for undergrunnsanlegg”, håndbok nr 6.

Målgruppen for denne håndboka er rådgivere, byggherrer og utførende av berginjeksjon. Arbeidsgruppen har lagt vekt på veiledning for den praktiske utførelse av berginjeksjon.

SUMMARY

One of the aims for the Norwegian Tunnelling Society (NFF) is to develop and improve Norwegian rock technology and share the information with colleagues. This is a teamwork which is carried out by the underground industry.

Handbook no 1 by NFF was published in 1995 with the title “Fjellinjeksjon”. This publication was revised in 2002 with new title “Berginjeksjon”. The present issue has considerable modifications and has therefore got a new title and a new NFF number, Handbook no 6 “Praktisk berginjeksjon for undergrunnsanlegg”

The target group for this publication is the underground industry, the building owners and the consultants for underground works. It is assumed that the book will be used as a tool during practical execution of grouting.

KORT OM HÅNDBOKA

Innen temaet berginjeksjon foregår det en kontinuerlig utvikling både når det gjelder utstyr, utførelse og injeksjonsmaterialer. En viktig forbedring er tiltak knyttet til HMS ved injeksjonsarbeider i tunneler og bergrom.

Den nye håndboka er en dokumentasjon på alminnelig og normal praksis for berginjeksjon i Norge i dag. Første del av boka er en veiledning i praktisk gjennomføring av injeksjon i bergrom med hovedvekt på utstyr, materialer og utførelse på stuff. Det gis korte beskrivelser av hver av de operasjoner som inngår i berginjeksjon. Mange av rådene i boka er mest egnet for prosjekter med systematisk injeksjon, men boka kan også være nyttig støtte ved prosjektering eller utførelse av behovsprøvd injeksjon.

Håndboka omhandler hovedsakelig sementbasert injeksjon, men alternative injeksjonsprodukter og metoder er også omtalt. Håndboka har til hensikt å belyse at det er flere måter å komme fram til tilfredsstillende resultater. Det vil normalt være en del hovedprinsipper som legges i bunn, og en teknisk/økonomisk optimalisering som tilpasses for hvert enkelt prosjekt.

I bransjeprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler" (2001-2004) ble en stor del erfaringsdata knyttet til sammenhengen mellom setningspotensial, berggrunnspermeabilitet, naturens sårbarhet, innlekkasjekrav og tettingsteknikk samlet og systematisert. Disse erfaringene er nå videreført i revidert utgave av Statens vegvesens prosesskode samt i NS3420, og på kontraktsutforming for nye prosjekter hvor det utføres systematisk injeksjon. Hovedvekten av grunnlagsmaterialet til denne boka bygger også på disse erfaringene.

ARBEIDSPROSESSEN

Utviklingskomiteen i NFF initierer arbeidet med nye håndbøker og publikasjoner. NFFs Utviklingskomité forespør så aktuelle medlemmer av NFF med bredest mulig erfaring med det aktuelle temaet. Når det gjelder sammensatte temaer som injeksjon er det viktig at både leverandør, byggherre, konsulent og entreprenør er representert.

Arbeidet med håndbok nr. 6 er utført av en arbeidsgruppe med følgende sammensetning:

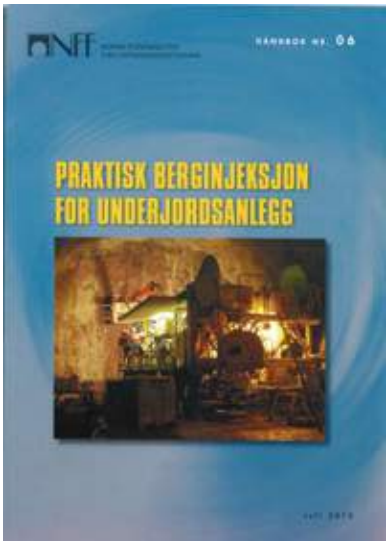
Hans Olav Hognestad	BASF
John Ivar Fagermo	AF Gruppen
Alf Kveen	Statens vegvesen
Lise Backer	Jernbaneverket
Eivind Grøv	SINTEF
Erik Frogner	Norconsult
Arnstein Aarset	NGI

Figur 1 Arbeidsgruppa som har utarbeidet injeksjonshåndboken, fra venstre John Ivar Fagermo, Erik Frogner, Arnstein Aarset, Alf Kveen og Lise Backer. Eivind Grøv var ikke til stede da bildet ble tatt. Foto Hans Olav Hognestad.

Det er gjennomført 9 arbeidsmøter i perioden juni 2009 til juni 2010.

Erfaringer med å jobbe i en slik håndbokkomité er at det er sosialt og ikke minst svært lærerikt. Det krever at man setter av tid, og det kan være en utforing i seg selv i en ellers hektisk hverdag. Gjennom deltakelse i en slik arbeidsgruppe holdes man oppdatert på de siste erfaringer innen bransjen. Slike prosjekter er en gylden mulighet til å knytte nye kontakter og samtidig gå litt mer i dybden om det aktuelle temaet. Får man muligheten, så grip sjansen, det anbefales.

RESULTATET



Figur 2 Omslaget på håndboka.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

INDUSTRIELL STORSKALA PUKKPRODUKSJON

Industrial large scale aggregates production

Produksjonsdirektør Trond Kaasa, Norsk Stein AS, Jelsa

SAMMENDRAG

Norsk Stein har etablert Europas største og mest moderne industrianlegg for fremstilling av pukk på Jelsa i Suldal kommune.

Anlegget er utbygd til en årlig produksjonskapasitet på 10 millioner tonn.

Bedriften har sammen med eierne, Stema Shipping, HeidelbergCement og HJ Hartmann, full kontroll på hele verdikjeden fra brudd til marked. Logistikk er nøkkelbegrep i forhold til suksess.

Samarbeid med lokale myndighet har vært viktig for gjennomføring av prosjektet og vil være viktig for den fortsatte drift.

Rekruttering av kompetanse, og lokal infrastruktur/kommunikasjon er, og vil være store utfordringer.

SUMMARY

Norsk Stein has established the largest and most modern manufacturing plant in Europe for the production of aggregates at Jelsa in Suldal municipality.

The plant is developed for an annual production capacity of 10 million ton.

The company has, together with the owners, Stema Shipping, HeidelbergCement and HJ Hartmann, full control of the entire value chain from quarry to market. Logistics are key elements to achieve success.

Cooperation with local authorities has been important for the implementation of the project and will be important for the continued operation.

Recruitment of expertise, and local infrastructure / communication is, and will be major challenges.

INNLEDNING

Norsk Stein ligger i Suldal kommune i Ryfylke, rett ved tettstedet Jelsa. I Suldal Kommune er det ca 4000 innbyggere. Kommunen er vertskommune for flere store kraftanlegg og regner seg som en landbrukskommune.
Norsk Stein er med sine 137 ansatte den største private arbeidsplassen i kommunen.

HISTORIKK

Norsk Stein ble etablert i 1987 og de første produksjonsanlegg ble bygd opp i løpet av 1988. Produksjonen startet opp våren 1989

Suldal kommune er vertskommune for Ulla-Førre anleggene, Nord-Europas største vannkraftanlegg, som ble bygd ut av NVE Statskraftverkene i perioden 1974 – 1984. På det meste sysselsatte denne utbyggingen 1600 personer.

Ved og etter avslutting av Ulla-Førre-anlegget var kommunen aktiv for å legge til rette for ny industri og virksomhet. Initiativet om etablering av knuseverk på Berakvam ble tatt godt imot. Kommunen gjennomførte geologiske undersøkelser for å verifisere at steinkvaliteten var egnet for pukkproduksjon, regulerte og opparbeidet Berakvam Industriområde i 1986 - 87. Kommunen gikk også inn med noe kapital ved oppstarten.

Grundere og initiativtagere var Per Nerheim og Odd Hotvedt, begge med bakgrunn fra Ulla-Førre utbyggingen. Det første utstyret var maskiner og utstyr, blant annet grovknuser, som ble kjøpt etter fullført utbygging av Ulla-Førre.

Norsk Stein er således et ektefødt industriprosjekt i kjølvannet av en større kraftutbygging.

EIERSKAP

Norsk.Stein hadde norsk eierskap de første åra, deretter nederlandsk eierskap og nå i dag tysk eierskap.

Norsk Stein er et heleid (100 %) datterselskap til Stema Shipping AS i Danmark. Stema Shipping er igjen heleid datterselskap (100 %) til Mibau Holding GmBH i Tyskland. Mibau er et joint venture (50/50) mellom HeidelbergCement og HJ Hartmann. HJ Hartmann er blant annet rederiet som driver alle skipene i konsernet.

På grunn av denne eierstrukturen ligger Norsk Stein både innenfor og utenfor HeidelbergCement sin organisasjon.

Norsk Stein har et solid eierskap av industrielle eiere, begge dypt forankret i bedriften.

GEOLOGI OG RESURSER

Forekomsten på Berakvam består hovedsaklig av granodioritt, med mindre områder med finkornet granitisk gneis og innslag av pegmatitter. Feltet er kartlagt flere ganger siden midten 80 tallet, senest av NGU i 2002. Oppfølgende kartlegging utføres nå regelmessig av geologer fra HeidelbergCement. Dette består av generell kartlegging, veggkartlegging, kjerneboring og analyse av innsamlede stuffer.

Bergarten er godt egnet for produksjon av pukk. Granodioritt er ikke reaktiv og de mekaniske egenskaper møter de fleste krav fra markedet.

Innenfor arealet i gjeldene reguleringsplan utgjør reservene ned til -55 moh ca 310 mill tonn. Geologisk kartlegging er utført til -55 moh og vi har nå iverksatt et program for undersøkelser ned til -100. Dette vil sannsynligvis utvide reservene betydelig.

BESLUTNING OM UTBYGNING, OVERORDNEDE FORUTSETNINGER

Allerede ved etableringen i 1986 var, i tillegg til kvalitet, nærheten til sjø, mulighet for dypvannskai og nærheten til Nordsjømarkedet av avgjørende betydning. Beliggenheten er også i liten konflikt med andre interesser, dvs ikke tett på bo- eller næringssentra eller stor konflikt i forhold til natur og landskapsmessige forhold.

Ved etableringen var målet å betjene et innlandsmarked på sørvestlandet og forsiktig eksport til Danmark og Tyskland. Anlegget ble planlagt for en produksjon på 0,5 millioner tonn.

Siden starten i 1986 har anlegget gradvis blitt utbygget og produksjonen har vokst i takt med utbyggingen.

Utvikling årsproduksjoner:

1991: 0,5 mill tonn
1993: 0,7 mill tonn
1994: 1,2 mill tonn
1996: 1,6 mill tonn
1998: 2,1 mill tonn
2000: 2,8 mill tonn
2002: 3,0 mill tonn
2006: 4,5 mill tonn
2008: 5,7 mill tonn
2009: 5,7 mill tonn

Fallet av muren til Østtyskland 9.november 1989 betydde mye for utviklingen av Norsk.Stein, det åpnet seg nye markeder.
Samtidig var det en stor økning av forbruk av pukk i Europa, økende restriksjoner på uttak av innenlands med fokus på miljø., spesielt Nederland og England. England alene hadde økning på 15 mill tonn pukk pr år. Dette førte til planer om flere Superquarry pr år i Norge og Skottland for å dekke behovet.

Stema Shipping var sentral i arbeidet med åpning av nye markeder og logistikk fra brudd frem til kunde. Strukturen med kontroll over brudd, produksjon logistikk og markedsføring er sentral.

Stema Shipping har etablert over 40 terminaler strategisk plassert i Europa. De har egne skip, alle utviklet som selvlossere med høy lossekapasitet. Dette har gitt kontroll på hele verdikjeden.

Terminalene er alle bygd for å kunne ta imot skip med dypgående på minimum 9,5 meter og med tilstrekkelig lagringskapasitet til å ta imot hele skip.

MS Sandnes

De nyeste skipene har lastekapasitet på 31.000 tonn.

For å kunne møte markedsbehov ble det i 2007 besluttet å bygge ut anlegget til en kapasitet på 10 mill tonn, og prosjektet P10 ble etablert.

Prosjektet omfattet bygging av ny grovknuser, nytt sekundæranlegg, nytt finverk, nytt lagerområde og en ny utskipningskai med ny skipslaster. Av det gamle anlegget er det kun finknuseanlegg og gammelt utlastingsanlegg som inngår i det nye produksjonsoppsettet. Det øvrige anlegget er revet og avhendet.

UTBYGGINGSPROSJEKTET, P10

I forbindelse med utbyggingsprosjektet ble det utarbeidet en ny konsekvensutredning og revidert reguleringsplan.

Området ved sjøen regulert til industriområde i 1986 med steinuttak. Senere er reguleringsplanen revidert i 2001, 2004 og sist i 2010.

Alle reguleringsvedtak har vært enstemmige i Suldal kommunestyre

Utbyggingen er gjennomført i 2 faser. Byggestart var oktober 2007 og hele utbyggingen ferdigstilles høsten 2010.

Prosessanlegg.

Fase 1 omfatter Grovknuser, sekundærknusere med siktestasjon, ferdigvarelager av fraksjoner som siktes ut i sekundærstasjonen, tilhørende transportbelter og tilslutt ny kai og skipsutlaster.

Fase 2 omfatter nytt finknuseverk med ferdigvarelager for alle fraksjoner fra finverket og transportbelter.

I fase 1 ble Thyssen Krupp Fördertechnik GmbH (TKF) valgt som hovedleverandør. TKF har stått for prosessteknisk engineering og dimensjonering.

Grovknuser (primærknuser), Thyssen Krupp KB 63 - 75 spindelknuser er en semimobil knuser montert inne i bruddet. Knuseren har teoretisk inntaksåpning på 1600 mm og knuser ned til en – 280 fraksjon. Kapasiteten er 2600 tonn i timen i gjennomsnitt. Dette betyr at vi under gunstige forhold produserer i overkant av 3000 tonn i timen. For å greie å mate knuser tilstrekkelig er den bygd med inntipping med truck fra 2 sider.

Grovknuser

Sekundæranlegget består av et siktebygg og et knuserbygg. I siktebygget er godsstrømmen delt i to parallelle linjer. Det kan der siktes direkte ut en offshorekvalitet, for eksempel 32 – 120 mm. Dette produktet kan tilpasses etter behov, både siktekurve og mengde.
Videre siktes det ut 0-16, 0 – 5 og 5 -16 fraksjoner som går direkte til ferdigvarelager. Overkorn går videre til sekundærknuser. Sekundærknusere er 2 stk Thyssen Krupp Kubria 2100 konknusere. Sekundærknuseverket er dimensjonert til samme kapasitet som primærknuser.

Fra sekundærknusestasjonen går 16 – 75 mm fraksjonen videre til mellomlager og råstoff til finverkene.

Det nye finknuseverket er levert av Metso og består av en knusestasjon, en siktestasjon, vaskeanlegg, ferdigvareanlegg og lagerbygning for 0-2 mm fraksjonen, men med større kapasitet. Det er installert 4 stk Metso GP550 konknusere. Kapasiteten på anlegget er 850 tonn i timen. Knuseprosessen er svært lik den i gamle finknuseverket.

Byggeprosessen
Utbyggingen er gjennomført til dels med totalleveranser og til dels med oppgaver utført i egenregi. Prosjektledelsen har bestått av delvis innleide og egne resurser godt støttet av teknisk kompetanse fra Heidelberg Cement.

Det har vært en kombinasjon av lokale, nasjonale og internasjonale entreprenører og leverandører. På det meste har 250 personer vært involvert i byggingen. Disse har representert opptil 17 forskjellige nasjonaliteter med tilhørende utfordringer for informasjon og HMS.

En av de største utfordringene i byggeprosessen har vært at det hele tiden skulle være full produksjon i det gamle anlegget. Det nye anlegget er bygd der det gamle sto slik at midlertidige løsninger har det vært mange av. Det vil si at på relativt små områder har det samtidig foregått produksjon, riving av gammelt anlegg, midletidige løsninger og bygging av nytt anlegg. Dette har også ført til at det har vært en del kritiske prosesser med overføring av produksjon fra gammelt til nytt.. Dette har selvfølgelig ført til noen frustrerte og hektiske døgn, men alt i alt er det gått veldig bra. For samtlige år byggeprosessen har pågått er det satt produksjonsrekorder.

Bruddet
Råstoffproduksjonen i bruddet har gjennomgått en større omstillingsfase. Det er en stor utfordring å endre produksjonen fra et nivå på 3 – 5 mill tonn pr år til 10 mill tonn pr år. Bruddplanen er revidert, og i de siste 2 år har det vært gjennomført en betydelig ”opprydding” for å legge til rette for større produksjon.

Boring er satt bort til Bertehelsen og Garpestad AS. Vi er fortsatt i testfase i forhold til optimalisering av borhullsdiameter. Produksjonsboringen er gjennomført med borhullsdiametere fra 4" til 6,5 ". Optimaliseringen skal hensynta lastbarhet, piggebehov, kapasitet i grovknuser og prosessanlegg, finstoffandel og selvfølgelig kostnader. Det er ikke trukket entydig konklusjon, men det er sannsynlig at det velges hulldiametere som er mindre enn 6,5". Det arbeides også med å øke nøyaktighet i boring for å sikre en optimal distribusjon av sprengstoffet i salva.

Leveranser av sprengstoff er delt på 2 leverandører, Orica og Maxam. Dette gir oss fleksibilitet og et positivt snev av konkurranse mellom leverandørene.

Lasting i Bruddet

Primærlasting utføres med Hjullaster, fra årsskiftet vil det være 2 stk Komatsu WA900 i drift.
Sekundærlasting utføres med 120 tonns gravemaskin (bakgraver), Hitachi 1200.
Transport fra brudd til grovknuser utføres med en truckflåte på 5 stk 90 trucker, 4 x Komatsu HD 785 og 1 Cat 777.

Ferdigvarer og skipning
Lagerkapasiteten for ferdigvarer er på ca 0,5 mill tonn på Norsk Stein. Sammen med lager på Stema Shippings terminaler er samlet lagerkapasitet godt over 1 mill tonn, noe som gir fleksibilitet i forhold til markedet.

Ferdigvarelager 0 -16 mm

Ferdigvarelageret er utbygd med direkte innlegging av varer på riktig plass og kulverter for automatisk trekking av produkter under lasting. Integrert i lastestrengen er det også under montering utstyr for automatisk prøvetaking.

Som et ledd i utbyggingen er det også satt i drift 3 nye skip alle med laste evne 31 000 tonn. Dette gir Stema Shipping transportkapasitet til å håndtere hele produksjonsøkningen.

Finansiering
Utbyggingen er finansiert ved egenkapital og lån fra et sparebanksyndikat frontet av SR bank i Stavanger, samt leverandørkreditter.

ERFARINGER OG KONKLUSJONER

Fra å være et pukkverk tuftet på entusiasme og spinoff fra Ulla Førre er Norsk Stein på Jelsa i dag Europas største og mest moderne anlegg for produksjon av pukk etablert. Anlegget er i struktur og organisering en eksportrettet prosessindustri og et bergverk.

Helhetstenkingen i kontroll av alle ledd fra brudd og helt frem til kunde er avgjørende for suksess. Logistikk og markedskontakt er et nøkkelbegrep.

En positiv kommune med erfaring som vertskommune fra store kraftutbygginger har gjort mange prosesser gjennomførbare og fleksible under hele utbyggingen.

Utbygging med en multinasjonal arbeidsstyrke samtidig som det skal gjennomføres full produksjon, krever solid HMS arbeid og god planlegging.

En industrialisering i Suldal kommune gir utfordringer i forhold til å knytte høyere faglig kompetanse til bedriften. Det er viktig at bedriften arbeider sammen med kommunen for å legge til rette for rekruttering og tilflyting til kommunen.

Denne delen av Rogaland og Ryfylke er ikke kjent for gode veiforbindelser og effektiv kommunikasjon. Som industribedrift må vi være pådriver for utvikling av kommunikasjon,

dette både for å sikre bedriften akseptable rammevilkår og å øke attraktiviteten for ny arbeidskraft.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

BYGGING AV JERNBANETUNNEL 2,5 M OVER 2-LØPS TRAFIKKERT VEGTUNNEL

Construction of railway tunnel 2.5 m over twin-tube road-tunnel

Ingeniørgeolog Tom F. Hansen, Jernbaneverket
Bergingeniør Arne Rafdal, Leonhard Nilsen & Sønner AS

SAMMENDRAG

Jernbaneverket gjennomfører for tiden en modernisering av Vestfoldbanen gjennom flere store utbyggingsprosjekter. Den 1,75 km dobbeltsporede Jarlsbergtunnelen er en del av parsellen Barkåker – Tønsberg. Parsellen startet opp 2. mars 2009 og er planlagt ferdigstilt høsten 2011. Jarlsbergtunnelen hadde oppstart driving i mai 2009 og siste gjennomslag 1. september 2010. Leonhard Nilsen & Sønner AS var grunnentreprenør for tunneldrivingen.

Den største utfordringen ved driving av tunnelen, var kryssing 2,5 m over den 2-løpede vegtunnelen Frodeåstunnelen. Operasjonen kan deles opp i de 2 hoveddelene systematisk forinjeksjon og sprengningsteknisk gjennomføring. Ved kryssing av vegtunnelene ble spesialtilpassede injeksjonsskjermer injisert på planlagte pelnr. Med unntak av en mindre gjennomgang for en injeksjonsstuff 44 m fra vegtunnelen, ble injeksjonsarbeidet gjennomført etter planen, med godt resultat. I krysningsområdet over vegtunnelen var rommet bak VF-hvelvet støpt ut med 0,2-1 m fiberarmert betong. Utfordringen for sprengningsteknisk gjennomføring var å overholde et rystelseskrav på 70 mm/s, målt på denne betongkonstruksjonen. Gjennom en serie med stadig bedre tilpassede salveplaner frem mot tunnelene, ble tunnelene krysset med 1,5 m lange salver, ladet med patronert sprengstoff. Salven var delt i 2, hvor den nedre benken på 2,5 m, ble pallet ut i fase 2. Til slutt ble grøfta pigget. Etter hver salve ble tunnel-løpene inspisert av ingeniørgeologer fra Jernbaneverket og personell fra LNS. Vegkryssingen ble gjennomført på en god måte, med generelt lave rystelser og uten nevneverdige klager fra naboer og nærmiljø.

SUMMARY

Jernbaneverket, the Norwegian Nation Rail Administration, carries out a modernisation process for the Vestfold-line through series of large construction projects. The 1,75 km double track Jarlsberg-tunnel is a part of the project Barkåker-Tønsberg. The project started the 2nd of March 2009 and is planned to be completed autumn 2011. Excavation of the Jarlsberg-tunnel started in May 2009 and had the final break through 1st of September 2010. The ground contractor for the excavation was Leonhard Nilsen & Sønner AS.

The biggest challenge of the excavation of the tunnel, was the crossing 2,5 m over the twin-tube road tunnel Frodeåsen-tunnel. The operation can be divided in the 2 focus areas; systematic pre-grouting and blasting. During the crossing of the road-tunnels, special pre-grouting systems were planned on fixed meter marks in the tunnel. The pre-grouting process was performed as planned, with the exception of a small break through for a pre-grouting face 44 m from the road-tunnels. In the crossing area over the road tunnels, the space behind the

water and frost lining had earlier been filled with fibre reinforced concrete. The challenge for the blasting was not to exceed blasting vibrations of 70 mm/s, measured on this concrete construction. Through a series of blasting planes with increasing performance towards the tunnels, the tunnels were finally crossed with 1,5 m blasting rounds, loaded with patronized explosives. This blasting plan was divided in 2, the lower 2,5 m section, was blasted with vertical holes in the 2nd phase. In the last phase the ditch were machine hammered. After each blasting round, the road tunnels were inspected by engineering geologists from Jernbaneverket and personnel from Leonhard Nilsen & Sønner AS. The crossing of the road tunnels was carried out in a successful way, with generally low level of blasting vibrations and without any complaints from neighbours worth while mentioning.

1 INNLEDNING

Jernbaneverket gjennomfører for tiden en modernisering av Vestfoldbanen gjennom flere store utbyggingsprosjekter. I Nasjonal Transportplan (NTP 2010-2019) er det planlagt å bygge, samt å starte bygging av 3 parseller i følgende utbyggingsrekkefølge:

- Barkåker-Tønsberg
- Holm-Nykirke
- Farriseidet-Porsgrunn

Holm-Nykirke består bl.a av 12,3 km fjelltunnel og stasjon i fjell. Prosjektet startet bygging sommeren 2010, og er planlagt ferdigstilt i 2015. Farriseidet-Porsgrunn består av 23,5 km ny jernbane, hvorav 7 fjelltunneler utgjør en samlet lengde på 14,5 km. Prosjektet er pr. i dag i planfasen, og planlegger byggestart i 2012.

Barkåker-Tønsberg startet opp 2. mars 2009 og er planlagt ferdigstilt høsten 2011. Kostnadsrammen for prosjektet er 1,48 mrd (2010 kroner). Nytt dobbeltspor Barkåker - Tønsberg har en total anleggslengde på 7,8 km. Prosjektet inkluderer 5,8 km dobbeltspor fra Skotte nord for Barkåker til Tønsberg, ca 1,75 km tunnel gjennom Frodeåsen, samt koblinger til eksisterende jernbanetrasè.

Figur 1. Oversiktskart Vestfoldbanen med prosjekter i NTP (2010-2019) inntegnet

Grunnentreprisene i prosjektet består hovedsakelig av de 2 entreprisene UBT-01 og UBT-02. Hovedentreprenør for UBT-02 er NCC. UBT-01 består av dagsone og Jarlsbergtunnelen. Hovedentreprenør er Arbeidsfellesskapet Jarlsberg (AFJ). AFJ består av Reinertsen AS (dagsone) og Leonhard Nilsen & Sønner AS (tunnel).

Figur 2. Prosjektet Barkåker-Tønsberg inntegnet med rød linje. Tykk stiplet linje markerer tunnelen

Inn mot Tønsberg ble den 1,75 km lange Jarlsbergtunnelen drevet. Tunnelen går inn under Tomsbakken (RV 19) og kommer ut ved Frodegata i Tønsberg like utenfor Tønsberg stasjon. Hovedtunnelen ble drevet fra et tverrslag, midt på hovedtunnelen.

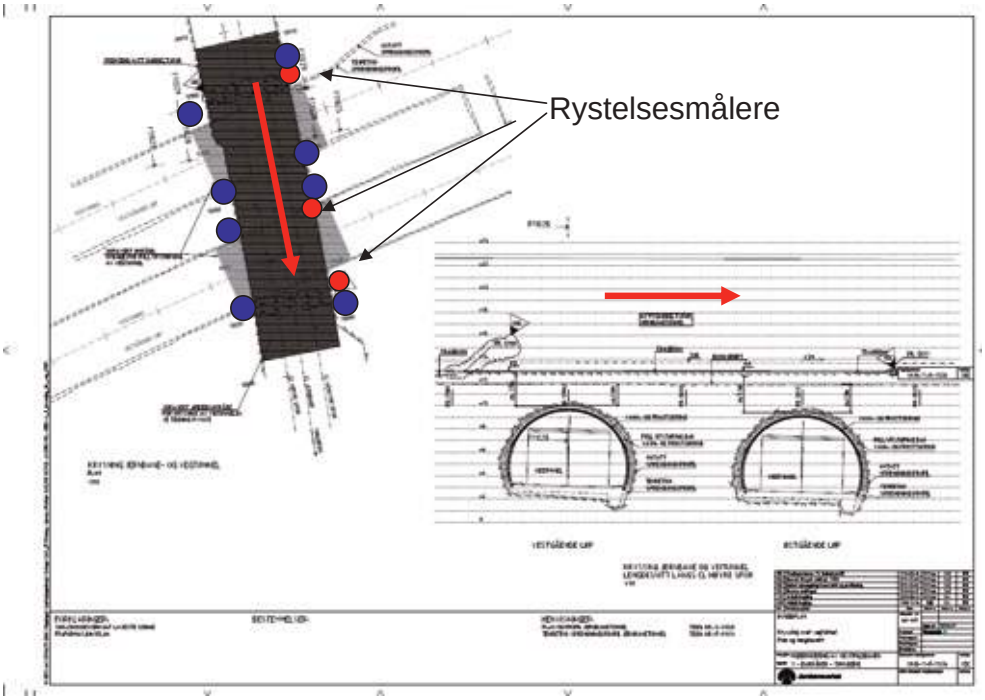
Jarlsbergtunnelen hadde oppstart for driving i mai 2009 og hadde siste gjennomslag 1. september 2010.

Nøkkeldata og begrensninger - Jarlsbergtunnelen:

- Tverrsnitt hovedtunnel 120,5 m2
- Tverrslaget er 52 m2
- Innlekkasjekrav 4, 6 og 12 liter/min/100 m tunnel
- Ingen sprengning mellom 23 og 07
- Ingen massekjøring mellom 19 og 07
- Støykrav følger forskrift til Arbeidsmiljøloven, T-1442

En av hovedutfordringene ved driving av Jarlsbergtunnelen var passering av vegtunnelen Frodeåstunnelen. Se krysningsområde i Figur 3 og Figur 4. Frodeåstunnelen er en 2-løps vegtunnel med profil T9,5. Tunnelen åpnet for trafikk våren 2008. Jernbanetunnelen krysset vegtunnelen med teoretisk 2,5 – 3,5 m bergoverdekning mellom vegtunnel og underkant grøft i jernbanetunnelen.

Figur 3. Jarlsbergtunnelen inntegnet i grått. Legg merke til tverrslag, omlastestasjon og område for kryssing av 2-løps vegtunnel



Figur 4. Plantegning av vegkryssing. Inspeksjonspunkter i blått og rystelsesmålere i rødt. Lyst skravert område er området som er ekstra sikret i vegtunnelen. Den midtre rystelsesmåleren ble senere flyttet til nedre plassering.

2 PLANPROSESS OG FORBEREDENDE ARBEIDER

2.1 Kontraktsgrunnlag

I kontrakten var det tatt med 4 prosesser som spesielt tok for seg kryssing over vegtunnelen:

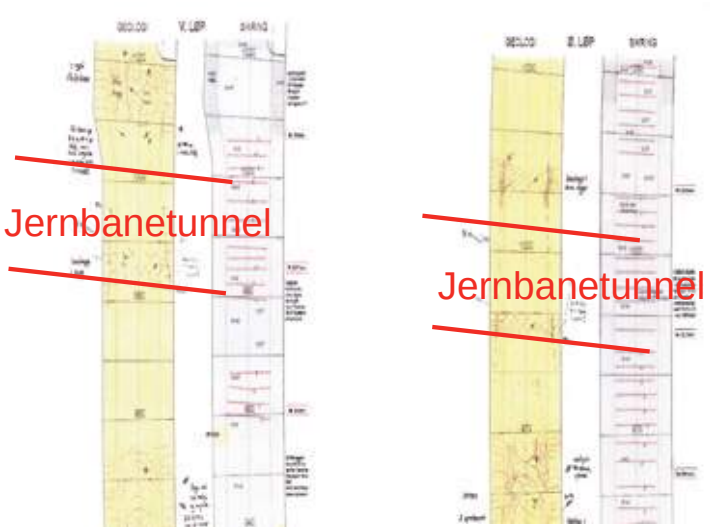
- 32.251 Sprengning med reduserte salvelengder, både 2-3 m og <2 m
- 32.252 Sprengning av tunnel med flerdelte tverrsnitt
- 32.253 Pigging av tunnel over vegtunnelen
- 32.255 Øvrige kostnader ved kryssing over vegtunnelen

Videre skulle entreprenøren ta alle kostnader med skilting, og mannskap for stengning og inspeksjon etter sprengning. Kontrakten dekte med dette, størsteparten av operasjonene i vegkryssingen. Den var imidlertid litt mangelfull med hensyn til kostnader ved inspeksjon under og etter injeksjon.

2.2 Plangrunnlag og forberedelser

For å forberede for jernbanekryssingen ble det i siste fase av vegprosjektet sikret ekstra i krysningsområdet. Sikringen besto i utstøpning med fiberarmert betong mellom vann- og frostsikringshvelv og bergoverflaten. Det sikrede området er angitt i Figur 4. Tykkelsen på utstøpningen varierte fra ca 0,2-1 m. I tillegg til utstøpning bak hvelv var vegtunnelen sikret med 3 m lange CT-bolter og 8 cm sprøytebetong. Vegtunnelen var injisert systematisk i hele krysningsområdet.

I byggeplanfasen av jernbanetunnelen fikk Jernbaneverket tilgang til alle data angående sikring og geologi i det aktuelle området for kryssingen. Et utdrag av disse dataene er vist i Figur 5. Dataene ble senere gjennomgått med den ingeniørgeologen fra Statens Vegvesen som fulgte opp tunneldrivingen. Denne gjennomgangen viste relativt gode bergtekniske forhold. I krysningsområdet er bergarten rombeporfyr. Rombeporfyren opptrer i lavastrømmer av ca 5-20 m tykkelse. Mellom hver lavastrøm opptrer forvitrede lava-overgangssoner. Viktigste sprekkesett er orientert tilnærmet parallelt med jernbanetunnelen og på tvers av vegtunnelen.



Figur 5. Geologi og sikring i vegtunnelen (utdrag fra sluttrapport for Frodeåstunnelen, Statens Vegvesen)

2.3 Trafikkavvikling

Foruten møter med Statens Vegvesen om bergsikring, geologi og injeksjon, var det under hele prosessen, tett kontakt med tunnelansvarlige fra Statens Vegvesen. Et viktig fokusområde var trafikkavvikling i krysningsperioden. Det ble tidlig klart at det ble nødvendig å sperre tunnelen for trafikk ved sprengning og i kritiske faser av en injeksjonsskjerm.

Statens Vegvesen utarbeidet en varslingsplan for tunnelkryssingen. Den satte blant annet begrensninger for stengningsperioden. Tunnelen skulle ikke stenges i ”rush” periodene 07.00-09.00 og 15.00-17.00. Dette innebar at salver og kritiske faser av injeksjonen måtte planlegges i forhold til disse tidene. Dette var ikke avklart i kontrakten med grunnentreprenøren. Stengingsperioden skulle tilstrebes til ikke å overstige 1 time. Det fungerte i praksis godt. Inspeksjoner etter sprengning ble gjennomført på 0,5-1 time. Basert på denne varslingsplanen utarbeidet Jernbaneverket detaljerte varslingsrutiner for kryssing av vegtunnelen.

Entreprenør for funksjonskontrakten, Kolo Veidekke, skulle varsles i rimelig tid før det var behov for stengning av tunnelen. De varslet igjen Veitrafikksentralen (VTS) som stengte tunnelene ved hjelp av automatiske bommer og variable skilt. For injeksjon ble hovedsakelig ett av løpene sperret. Dette ble vurdert fra skjerm til skjerm.

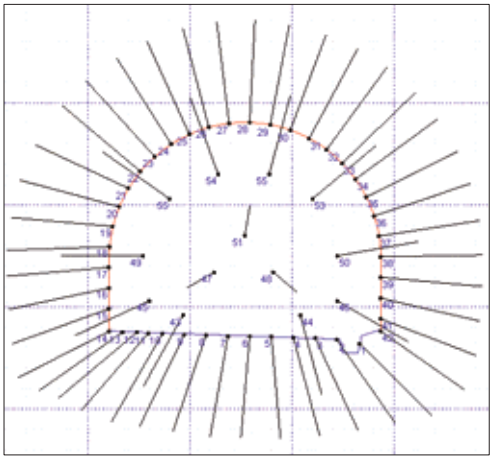
Etter kontrakten var Jernbaneverket som byggherre, ansvarlig for injeksjonsgjennomføring. Ved behov for stengning av tunnelen i forbindelse med injeksjon, varslet ingeniørgeologer Kolo Veidekke. I forbindelse med stengning for sprengning ble de varslet av skiftformann fra LNS.

3 INJEKSJON

3.1 Planlegging

Injeksjonsgjennomføringen ble regnet som en like stor utfordring for kryssingen, som den sprengningstekniske. Ved gjennomgang av injeksjonsmasse inn i vegtunnelen ville det være risiko for å "støpe igjen" drenssystem i vegtunnelen.

I forkant av krysningen var det etablert gode systemer for injeksjon i jernbanetunnelen. Skjermgeometri og injeksjonsprosedyre hadde nå blitt optimalisert og fungerte godt. Standard skjermgeometri før kryssingen hadde 54 hull a 23 m, hvor profilhullene hadde stikning 5 m (se Figur 6). Det var 15 m (3 salver) mellom skjermene og en overlapp på 8-9 m. Trykk-kravet var i utgangspunktet 80 bar. Det ble nesten utelukkende brukt industrisement med v/c 0,5. Standard masseinngang på en skjerm var 40-60 tonn. Dette systemet fungerte godt og ga en tilnærmet helt tørr tunnel. I krysningsområdet var lekkasjekravet 4 liter/min/100 m tunnel. Det er til nå gjennomført 6 målinger i måledammer i ulike plasser i tunnelen. Målingene ligger i området 2-3 liter/min/100 m.



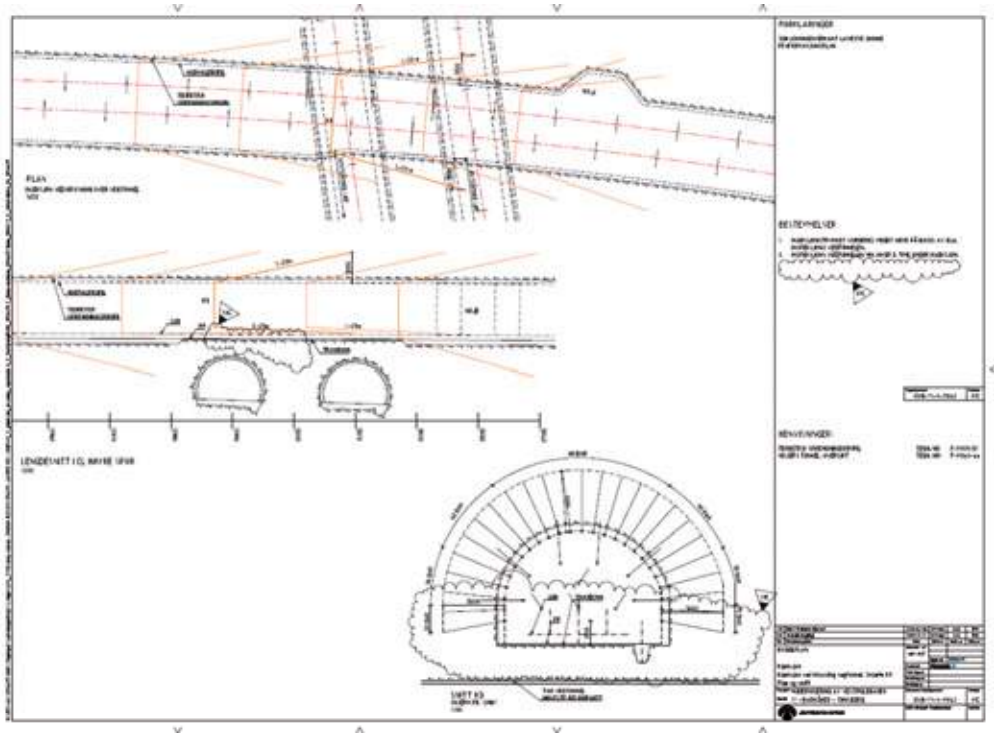
Figur 6. Skjermgeometri for en standard injeksjonsskjerm før vegkryssingen

På grunn av nærhet til vegtunnelen ble det valgt å redusere trykket gradvis ned mot vegtunnelen. For å få tilstrekkelig overlapp mellom skjermer, samt sørge for kontrollert boring i nærheten av vegtunnelen, ble det på forhånd fastsatt 5 spesialskjermer (kalt K1-K5) over vegtunnelen med faste pelnr (se Figur 7). Disse måtte bores og injiseres på de gitt pelnr. Avstanden mellom siste standard-skjerm og K1 skjermen måtte derfor justeres slik at K1 begynte på riktig pelnr. For å ha ytterligere kontroll på eventuelle borehullsavvik ble det gjennomført avviksmåling av 10 hull på K1-skjermen. Avviksmålingen viste kun mindre avvik på noen hull.

De 5 spesialskjermene hadde tilpasset geometri og trykk-krav mht til nærhet til vegtunnelen. Alle sålehullene ble fjernet, da dette ville være et område som allerede var injisert fra vegtunnelen. Hensikten var å redusere risiko for gjennomgang til vegtunnelen. For å hindre trafikkavvikling minst mulig ble skjermene hovedsakelig injisert på kveld og natt.

3.2 Inspeksjon og gjennomføring

I forkant av vegkryssingen ble 3 ingeniørgeologer fra Jernbaneverket utstyrt med fullt klatreutstyr. Utstyret tilsvarer det utstyret som brukes ved inspeksjoner bak tunnelhvelv, og var utformet slik at man hele tiden var sikret med tau i ett punkt. Bruk av utstyr, redning etc ble kurset i det aktuelle området, bak vann og frostsikringen. Det ble gjennomført en Sikker Jobb Analyse for inspeksjonene sammen med HMS-rådgiver fra Jernbaneverket.



Figur 7. Tilpassede injeksjonsskjermer for vegkryssingen (angitt som K1-K5)

Det var montert 8 luker i vann- og frostsikringen i vegtunnelene, en på hver side av betonghvelvet (Figur 4). Det var således lagt godt til rette for inspeksjoner. Innenfor flere av lukene ble det satt opp stiger, for å komme raskt opp på hvelvet ved inspeksjon. I forkant av kryssingen ble området innenfor de 8 inspeksjonspunktene inspisert av Jernbaneverket, Statens Vegvesen og Leonhard Nilsen & Sønner AS. Denne inspeksjonen viste at det rant vann fra hengen ved 2 av inspeksjonspunktene.

I startfasen av pumping av den siste skjerm før K1-skjermen var ingeniørgeolog på plass bak hvelvet for inspeksjon. Stuffen sto da 44 m fra vegtunellen, med enden på injeksjonshullene 21 m fra tunellen. Etter et par timers pumping ble det gjennomgang inn til vegtunnelen, ved pumping på ca 40 bar trykk for de nederste hullene. Det var kun en mindre mengde injeksjonsmasse som rakk å komme inn før pumpingen ble stoppet. Etter en periode med hvile brukte man akselerator-tilsetning på de nederste hullene. Videre oppover i skjermen, ble trykket økt til 80 bar for de øverste hullene. Denne skjermen ble hovedsakelig pumpet kveld og natt. Siden kunnskap om utbredelse av injeksjonsmasse var begrenset, ble begge tunnel-løpene derfor stengt under hele pumpingen av denne skjermen. Gjennom hele pumpingen ble

de 8 punktene jevnlig inspisert av entreprenøren. Det ble ikke observert flere gjennomganger inn til vegtunnelen.

Gjennomgangen til vegtunnelen synliggjorde et forbedringspotensial ved injeksjonsgjennomføringen. Kommunikasjon fra de som inspiserte i vegtunnelen til operatører på injeksjonsriggen var for tidkrevende. For å få kontakt måtte inspeksjonsteam ringe på dårlig mobildekning til anleggskontor i dagen, som igjen kontaktet injeksjonsriggen med radio. Ved en lignende operasjon bør derfor kommunikasjon være på plass, som gir umiddelbar kontakt med injeksjonsriggen. Opprinnelig var det prosjektert flere hull for skjermene K2-K4 med stikning ned mot vegtunnelen. Etter denne gjennomgangen ble imidlertid disse hullene fjernet.

De nederste hullene på skjermene K1-K5, ble pumpet til ca 30 bar. Ved pumping ved lavere trykk enn dette, ble det ikke oppnådd annet enn kun fylling av det borede injeksjonshullet. Trykket ble gradvis økt oppover i profilet. For disse skjermene ble vegtunnelen stengt i den første pumpefasen. I denne perioden ble inspeksjonspunktene jevnlig inspisert. Det var hele tiden ingeniørgeologer til stede på injeksjonsriggen som vurderte behovet for ytterligere stengning av vegtunnelen. Det som etter hvert ble normalen var at tunnelen ble stengt ca for hver 3-5 times pumping av skjermen, ved store innganger og når skjermen var ferdig pumpet.

Konklusjonen etter pumping av resten av skjermene over tunnelen, var at det ikke ble observert flere gjennomganger inn til vegtunnelen. Jernbanetunnelen ble tilnærmet helt tørr og vegtunnelen hadde verken mer eller mindre innlekkasje i krysningspunktet. Vannmengden som rant inn ved 2 av inspeksjonspunktene var tilnærmet uendret.

4 SPRENGNINGSTEKNISK GJENNOMFØRING

4.1 Kontraktens krav

I henhold til kontraktsdokument UBT 01 Jarlsbergentreprisen, var det gitt følgende føringer knyttet til sprengningsarbeidene ved krysning av vegtunnelen[1]. Dette gjaldt området fra ca. profil 12975 og 13030, en strekning på ca 55 meter.

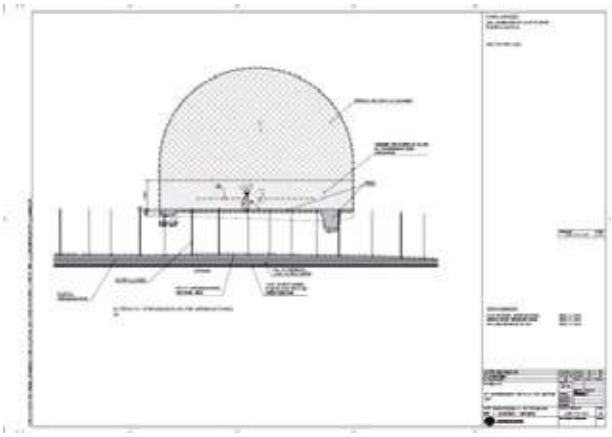
- Ved passering over veitunnelen skulle grenseverdien for sprengningsrystelser, målt på betongkonstruksjonen bak hvelv, maksimalt være 70mm/s. Rystelsesmåleren skulle plasseres på utstøpning over vegtunnelen (se Figur 4). Rystelsesmåleren skulle flyttes med stuffen, slik at det hele tiden var den høyeste rystelsen som ble målt. I praksis ble det satt opp 2 rystelsesmålere. Rystelsesmåleren i vestre løp (løpet som stuffen kom til først) sto montert der under hele kryssingen. Den andre måleren ble imidlertid flyttet fra den ene til den andre siden av tunnelen, når stuffen passerte over dette løpet.

- Normalt var sprengning i tunnelen kun tillatt i perioden fra 07 til 23. Etter dispensasjon fra kommuneoverlegen i Tønsberg, ble det imidlertid gitt lov til å sprenge hele døgnet[1] i perioden for vegkryssingen. Dette gjaldt imidlertid kun når det ble sprengt korte salver, dvs 1,5 m. Argumentet for dette var at vegkryssingen ikke ga nevneverdige rystelser for de nærmeste husene som lå ca 100 m unna kryssingen. Et annet viktig moment var at kortere drivetid over vegtunnelen ville gi mindre

[1] Føringer for vegkryssingen er også behandlet under pkt 2.3 Trafikkavvikling

belastning på trafikksystemet. For å ha ekstra kontroll med rystelser mht. naboer, ble det i tillegg montert opp en rystelsesmåler på det nærmeste bolighuset over vegkryssingen. I utgangspunktet var det imidlertid svært lite bygninger på overflaten over vegkryssingen.

- Vegtunnelen skulle stenges for hver salve. Den skulle inspiseres etter hver salve foran og bak hvelv før trafikken kunne settes på.
- Det var opprinnelig forutsatt at tverrsnittet skulle deles i 3 ved kryssingen. Del 1 og 2 skulle sprenges som delt tverrsnitt og kortere salvelengder. Del 3 skulle pigges, dvs den nederste meteren og grøfta.



Figur 8. Revidert og gjennomført sprengningsplan

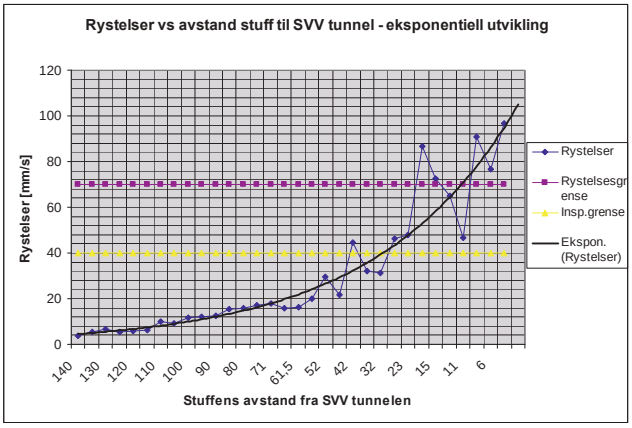
4.2 Gjennomføring

LNS benyttet leverandør av sprengstoff og sprengningstekniske tjenester, Nexco AS, som rådgiver i planlegging og gjennomføring av sprengningsteknikk. I samråd med Jernbaneverket ble det besluttet å installere den første rystelsesmåleren på utstøpningen av veitunnelen, når avstanden fra stuff til det første tunnelløpet var ca 60 meter. Dette for å samle erfaringsdata mht rystelser, før selve kryssingen.

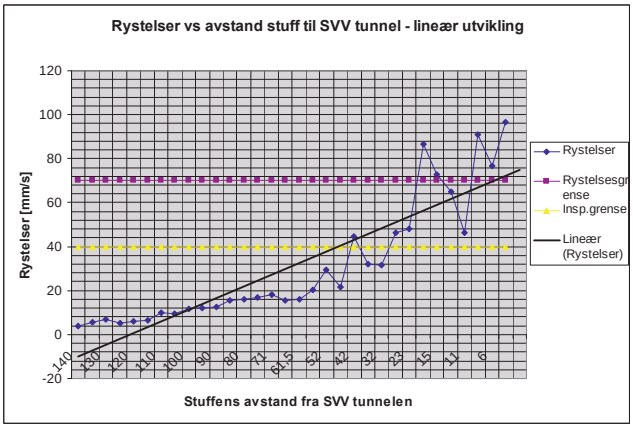
Basert på erfaringsdata fra rystelsesmålere ble det utarbeidet prognoser for utvikling av rystelser frem mot vegtunnelen. Det ble gitt prognoser, både som en lineær utvikling og som en eksponentiell utvikling (se Figur 9 og Figur 10). Som forventet ga den eksponentielle prognosen, best samsvar med virkelige rystelser.

Det ble tidlig besluttet at tenn- og ladeplan for den normale 5 meters salven, skulle vurderes når det ble nådd et rystelsesnivå på 40mm/sek. Dette for å samle erfaringer mht. rystelser i god tid før vegtunnelen skulle krysses. Ca 40 m før vegtunnelen ble dette nivået nådd.

Etter at 40 mm/s ble overskredet, ble det gjennomført arbeidsmøter etter hver salve. Her deltok Nexco, Jernbaneverket og LNS. På en del av disse møtene deltok også Jernbaneverkets konsulent, Norconsult, som igjen engasjerte Veterankonsult. LNS og Nexco på sin side, engasjerte RCN Consult for ytterligere bistand. I ettertid skulle vise seg at denne arbeidsformen la grunnlaget for en vellykket gjennomføring av sprengningsarbeidene for veikryssingen.



Figur 9. Prognose for rystelsesutvikling - eksponentiell utvikling



Figur 10. Prognose for rystelsesutvikling - lineær utvikling

På dette stadiet ble det vurdert alternative løsninger for sprengningsplan. I hovedsak gikk dette på alternativer til pigging i nedre del av tverrsnittet mot sålen for jernbanetunnelen, for å få en mer effektiv kryssing. LNS og JBV ble enige om at man gikk bort fra pigging av nedre del i tverrsnitt. Tverrsnittet skulle imidlertid deles i 2 (slik som vist i Figur 8). Øvre del av tverrsnittet skulle sprenges med korte salvelengder og eventuelt, flerdelt tverrsnitt. For nedre del ble følgende 2 alternativer diskutert:

1. Sprenge den gjenstående benken på 2,5 meter ved hjelp av strossing fortløpende etter at oversalven var tatt, for å få fult profil hele veien og derved slippe å gå tilbake.

2. Krysse vegtunnelen ved å sette igjen 2,5 meter, for så å gå tilbake å sprenge det gjenstående tverrsnitt mot sålen.

For alternativ 2, ble følgende sprengningsmetoder diskutert:

– Palling. Byggherres forslag. Hovedargumentet var at det da var mer kontroll over boring og ladet mengde.

– Strossing. Entreprenørs forslag. Argumentene for dette var; mindre ladningskonsentrasjon mot sålen og derved lavere rystelser i vegtunnelen, samt et bedre spreningsresultat mot endelig såle

Valgt gjennomføringsmåte ble til slutt å krysse over vegtunnelen ved å sette igjen 2,5 meter i nedre del av tverrsnittet. Etter at kryssingen var gjennomført, gikk man tilbake og sprengte ut den resterende benken på 2.5 meter ved palling. I bunnen av hvert borhull ble det satt ned et plastrør på 12 cm som det ble ladet mot, såkalt ”air-deck” sprengning.

I forhold til den teoretisk antatte utviklingen av rystelsesforløpet målt på betongkonstruksjonen, skulle det vise seg at de faktiske rystelser økte raskere enn teoretisk beregnet, noe som resulterte i at det ble besluttet å sette igjen den nedre del av tverrsnittet, ca 10 meter tidligere enn planlagt (ca pelnr 12972). De 2 foregående salvene hadde 5 m lengde i fullt profil. Den første med flere hull og tennernr enn standard plan (se Figur 11). Den neste med deling av salva på midten (Figur 12). Ingen av disse justerte salveplanene klarte å redusere rystelsene i nevneverdig grad. Den siste 5 m salva i fullt profil ga rystelser på 86,5 mm/s.

Det ble laget en innledende plan for kryssingen basert på en teoretisk utvikling for rystelsesforløpet. Reelle rystelser økte raskere enn teoretisk plan. Dette ble delvis begrunnet i at berget var systematisk forinjisert. Injeksjon resulterte i et mer ”homogent” fjell og demping fra sprekker og slepper ble sterkt redusert. Dette økte derfor den forutsatte fjellkonstanten i beregningsgrunnlaget. Kryssing med restriksjoner ble derfor på ca. 65 meter i stedet for 55 meter, som antatt i kontrakt.

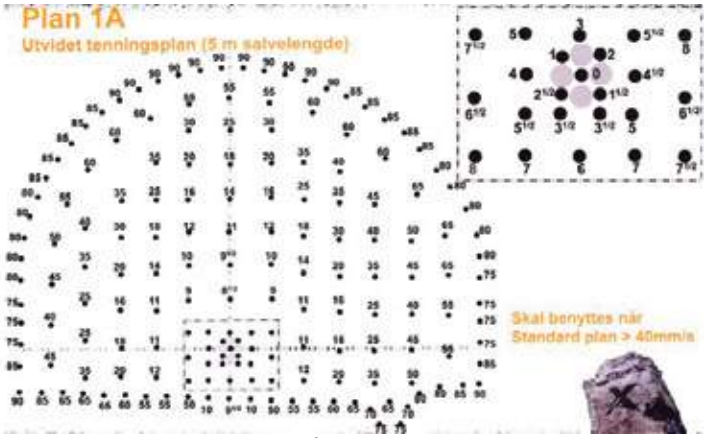
Planen for det videre arbeidet ble som følger:

1. Sette igjen 2,5 meter mot liggen fra profil nr. 12972
2. Tilpasse den eksisterende borplanen til dette. Salvelengden for øvre del ble redusert til 3 m (se Figur 13)

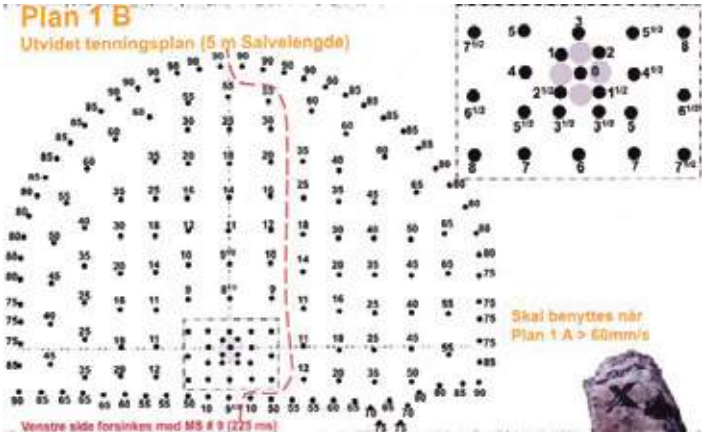
Det ble gått videre med denne boreplanen, men rystelser kom raskt opp i verdier som medførte nye arbeidsmøter og gjennomgang av ulike alternativer for:

- Øke antall hull i borplanen.
- Justere tennplan og dele salven slik at vi gikk ned på antall kg sprengstoff pr. tennerintervall.

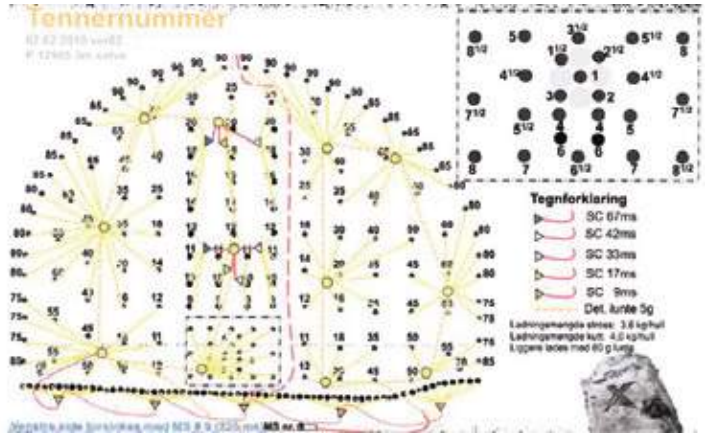
På grunn av rystelsesutviklingen ble det tidlig klart at salvelengen måtte reduseres for å overholde kravene. Overskridelser kom hovedsakelig på peak-verdier, dvs enkeltutslag på 1 og 2 hull, men at resten av salva lå innenfor krav på 70 mm/s.



Figur 11. Gjennomført salveplan når 40 mm/s ble overskredet



Figur 12. Deling av salve i 2 når rystelsene økte ytterligere



Figur 13. 3 m salve. Kun skyting av øvre del av tverrsnitt

På dette stadiet ble borloggen skrevet ut før lading startet, for å se om det var behov for justeringer på lade- og tennplan. Det ble også besluttet at hele salven skulle lades ved bruk av slangetrekk for å få en bedre kontroll på ladet mengde pr. borehull. Det ble tidlig erfart at det var påkrevd å ha tenn-/koblingsplan printet ut i A3 og farger. Denne ble laminert med 3 ex på stuff, ellers ble det fort feilkobling/misforståelser med uheldige konsekvenser mht rystelser. LNS hadde en mann på stuff for å følge opp at det ikke ble avvik på gjennomført kobling av salve i forhold til den som var utarbeidet.

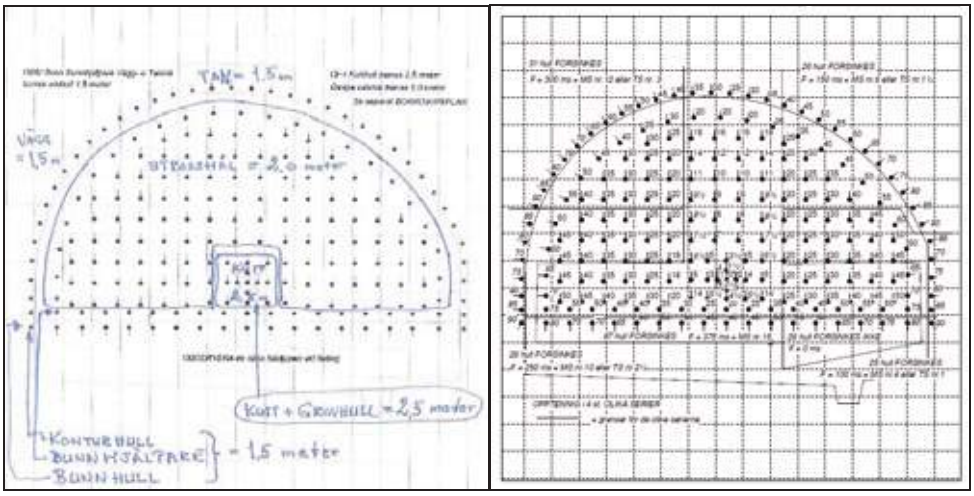
Etter hvert (ved salveplaner for 3 og 2,5 m) ble det problemer med gjenstående hull i kontur og innerkontur. Siden antall borhull pr. salve økte i forhold til normalt profil, ble det tettere mellom hullene og større fare for overslag mellom hull og kutting av ladestrengen (bulk). Dette resultert i noe tyngre tak og enkeltutslag på rystelsesmåleren over 70mm/sek på ett og to hull i salva.

Neste steg var å gå bort fra bulksprengstoff og istedenfor lade hele salven med patronerte sprengstoffer. For å få ned rystelsene ytterligere, ble det også tilstrebet å få en bue på stuffen ved å holde litt igjen på sidene for (se Figur 14). Boreplanen ble da:

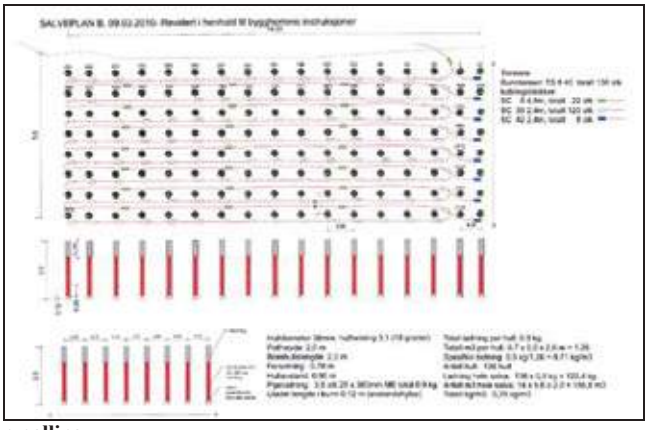
- Konturhull og liggere: 1,5 meter
- Strosshull : 2,0 meter
- Kutt og grovhull : 2,5 meter.

Ut fra de tiltak som ble gjennomført, ble følgende oppnådd:

- Rystelsene gikk ned, men var fortsatt for høye. Rystelser lå fortsatt omkring 80 mm/s.
- Salvene brøt bedre, og en var delvis kvitt problemet med gjenstående hull.



Figur 14. Venstre: 2,5 m salve med buet stuff. Høyre: salveplan 1,5 m



Figur 15. Salveplan palling

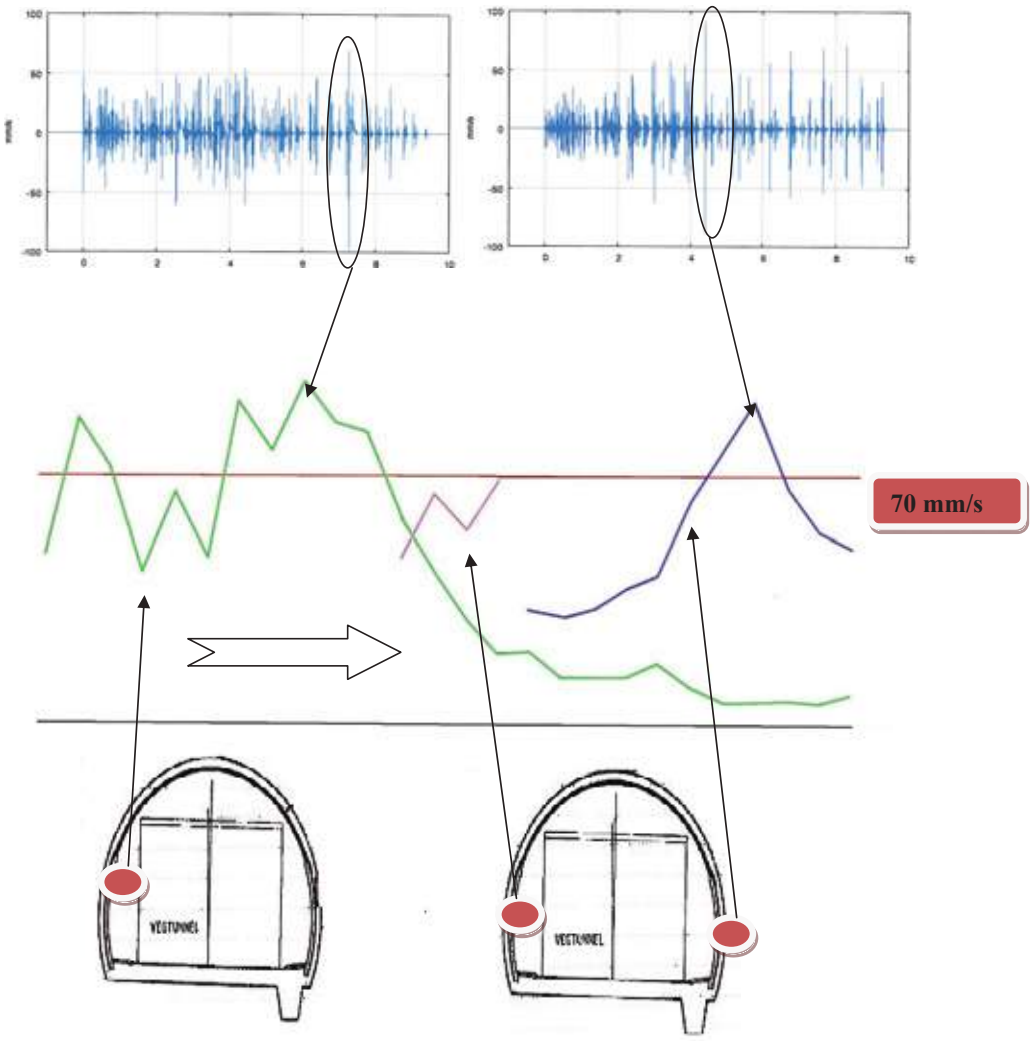
Siste tiltak var å gå ned til 1,5 m salve med standard stuff (se Figur 14). Stuffen sto da på pelnr 12983, dvs over veggen på den første vegtunnelen. Hoveddelen av vegkryssingen ble gjennomført med denne salvelengden, totalt 43 m av en lengde på 65 m. Rystelsesutvikling for denne første fasen er vist i Figur 16. Det er verdt å merke seg at rystelsene avtok rastk på rystelsesmåleren, straks stuffen hadde passert rett over måleren.

Etter at vegtunnelen var passert med øvre delen, startet palling av de resterende nedre 2,5 m. Boring og ladeplan er vist i Figur 15. For å redusere rystelsene i vegtunnelen ble det i bunnen av hvert borehull, satt ned plastrør på 12 cm. Det ble så ladet mot dette røret, såkalt "air-deck" sprengning. Rystelser fra pallingen lå hovedsakelig i området 30-40 mm/s, med maksverdi på 56 mm/s (se Figur 17).

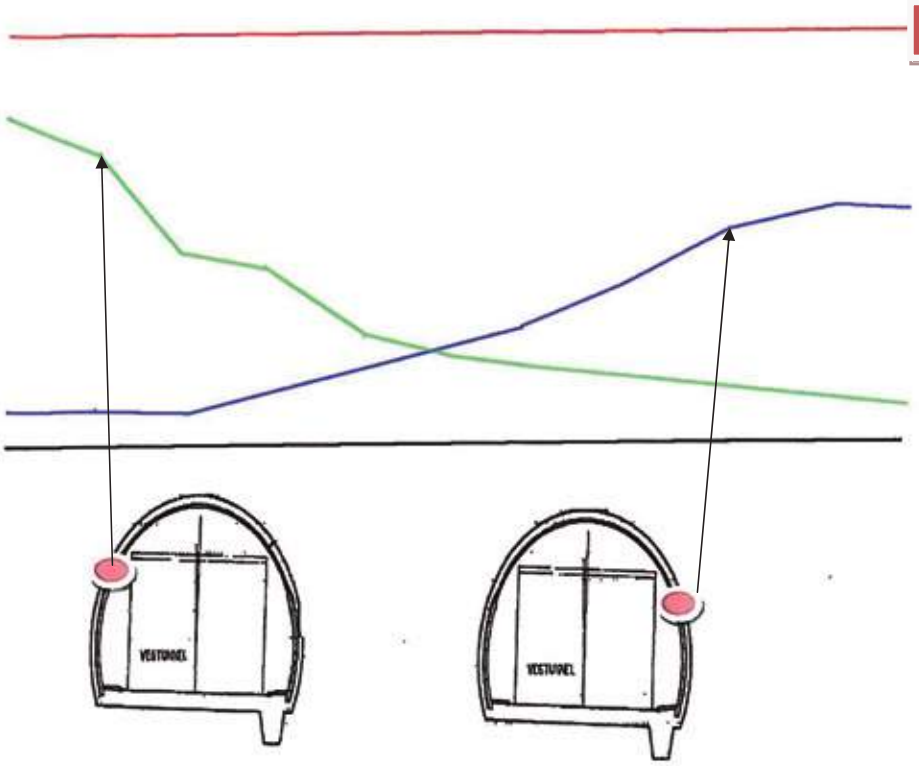
Det var imidlertid ikke mulig å bore helt ut til veggene med stenderboring. Etter at pallingen var gjennomført måtte det derfor strosses etter i veggene for hele krysningsområdet. Også denne strossingen ga rystelser for flere salver opp i 55 mm/s.

Siste fase var å ta ut grøfta. Den ble ikke sprengt ut i pallingen. Etter gjennomført palling skulle det vurderes om den skulle sprenges ut eller pigges. Fra byggherren ble det i utgangspunktet også åpnet for å bore hull for drenering og vannledning. Boring ble imidlertid oppgitt da det ble klart at det ikke var mulig å bore uten å treffe bolter fra vegtunnelene. Resultatet var at grøfta ble pigget når strossingen var gjennomført. Dette ga aldri rystelser over 20 mm/s.

Med dette konseptet ble veitunnelen passert uten at det ble påvist skader på vegtunnelen og innenfor avsatt tidsrom for stengning av vegtunnelen. Forhold til nærmiljø og trafikkavvikling foregikk uten nevneverdige problemer.



Figur 16. Rystelsesutvikling for sprengning av øvre del over vegtunnelen. Overskridelser av krav på 70 mm/s er hovedsakelig peak-verdier, dvs utslag på enkelt-hull.



Figur 17. Rystelsesutvikling for pallsprengning

4.3 Inspeksjon etter sprengning

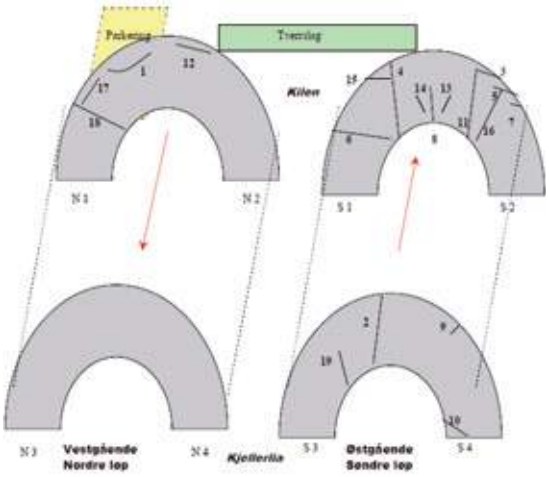
Det ble stilt krav fra Jernbaneverket og Statens Vegvesen at det skulle være befaring bak betonghvelv, etter hver salve og før trafikken fikk settes på etter stengningen. Inspeksjonene startet når rystelser i vegtunnelen oversteg 40 mm/s. Jernbaneverket stilte med ingeniørgeolog og LNS hadde 2 mann. For å vurdere endringer i sikring og berg fortløpende, var det faste personer fra LNS som var med på hver inspeksjon. Rent praktisk så lot dette seg best gjennomføre ved at basen og stuffreperatøren utførte dette sammen med JBV's ingeniørgeolog.

Når salva var klar til avfyring sto inspeksjonsteam klare til inspeksjon i parkeringslomme utenfor vegtunnelen. Vegtunnelen ble stengt ca 5 minutter før salva, for å forsikre seg om at alle var ute. Ringveg Nord ble stengt 5 minutter før sprengning, og det gikk med fra ½ til 1 time for befaringen bak hvelv, til trafikken kunne settes på igjen.

Tunnelansvarlig fra Statens Vegvesen var med på noen av inspeksjonene. Når inspeksjonen var ferdig og området klarert ble tunnelansvarlig varslet av Jernbaneverket.

Ved hver befaring ble inspisert for oppsprekning i sprøytebetong utenfor utstøpt område, samt eventuelle nye sprekker i utstøpningen. Hver nye sprekk som ble observert, ble markert med spray og gitt et nummer. En oversikt over alle observerte sprekker ble oppdatert kontinuerlig

(se Figur 18). Det var et trangt, fuktig og mørkt område over hvelvet. Observerte sprekker var hovedsakelig små og utydelige. Det var derfor ikke slik at alle gamle sprekker (svinnsprekker etc.) ble observert i første inspeksjonsrunde.



Figur 18. Observert oppsprekning på utstøpning over vegtunnel

Etter at stuffen hadde passert et stykke forbi vegtunnelen, og rystelser på målere antok lave verdier, ble det gjennomført en sluttbefaring i de 8 inspeksjonspunktene av ingeniørgeologer fra Jernbaneverket og Statens Vegvesen. Konklusjonen var følgende:

- Det ble ikke observert oppsprekning av sprøytebetong, utvikling på bolter i berg eller løsning av bolter for oppheng av VF-hvelv.
- Det ble sprayet og markert, totalt 19 sprekker på betongutstøpningen. Sluttbefaringen viste løst materiale i 3 av 19 sprekker, dvs dette var sannsynligvis friske sprekker. Ingen av de var imidlertid av kraftig karakter. Majoriteten av sprekkene var mest sannsynlig gamle sprekker som f.eks svinnsprekker etc

Totalt sett var vegkryssingen en suksess. Den ble gjennomført uten nevneverdige klager fra naboer og nærmiljø eller negativ omtale i media. Trafikkavviklingen i vegtunnelene ble gjennomført på en god måte, med svært begrenset stengning av tunnelene. I tillegg til minimal påvirkning av berg og sikring var det heller ingen skader på elektrisk anlegg i tunnelen, verken lysstoffrør eller andre ømfintlige elektriske komponenter i nærheten.

5 REFERANSER

Varslingsrutiner for kryssing av Frodeåsen vegtunnel. Jernbaneverket. 2010.10.28

Plan for varsling og sikring av vegarbeid – Stengning av Frodeåsen tunnel. Statens Vegvesen. 2010.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

GEVINGÅSEN JERNBANETUNNEL. UTFORDRINGER I KJENT BERG OG BRUK AV SPRØYTBAR MEMBRAN SOM VANNSIKRING

Assisterende Banedirektør Brede Nermoen, Jernbaneverket
Sivilingeniør Torun Rise, Jernbaneverket/ SWECO Norge AS
Sjefsforsker Eivind Grøv, SINTEF Byggforsk
Bergingeniør Karl Gunnar Holter, MEYCO Underground Construction Europe

SAMMENDRAG

Ved bygging av den enkeltsporede jernbanetunnelen gjennom Gevingåsen nord for Trondheim, er det valgt å benytte den sprøytbare membranen Masterseal 345 som vanntetting på ca halve tunnelen. For å dokumentere og etablere kunnskap om varmeutvekslingen mellom berget og kald tunnelluft ble SINTEF engasjert til å bygge et laboratorium hvor situasjonen i tunnelen kunne simuleres. Den aktuelle membranen ble også testet med og uten vannfylte sprekker i gjentagende frostsykluser.

SUMMARY

During construction of Gevingåsen railway tunnel north of Trondheim, Norway, there were used Mastersal 345 sprayabel membrane as waterproofing in about 2000 m of the tunnel. For documentation of the durability of the membrane in a cold climate, SINTEF was engaged for construction of a unique test-rig. The tests documented a calculation tool for heat exchange between rock mass and a frozen tunnel. There were also documented no damages on the membrane after several cycles with freezing.

1. BAKGRUNN

Prosjektet med å planlegge en jernbanetunnel gjennom Gevingåsen startet opp tidlig på 1990 tallet. Målet med prosjektet har hele tiden vært å kvitte seg med en kurverik og rasutsatt sterkning fra 1880 åra. Dette gir også innkorting av sporet mellom stasjonene Hommelvik og Hell og økt hastighet på strekningen. Til sammen gjør dette at man får halvert kjøretiden mellom disse stasjonene, og får lik kjøretid mellom alle kryssingsspor på strekningen Trondheim - Stjørdal. Dette betyr igjen at man øker kapasiteten på antall tog som kan avvikles på strekningen med ca 30%. Dette prosjektet er også første del av det man kan se for seg som en modernisering av Nordlandsbanens søndre del.

Prosjektet har vært drevet fram av lokale krefter i regionen med bakgrunn i ønsket om en modernisering av strekningen Trondheim - Steinkjer. Dette som en videre utvikling av lokaltogtilbudet "Trønderbanen" som i dag transporterer over 1 million reisende hvert år, og er et viktig jobb/ skole- reisetilbud i regionen.

Høsten 2007 lå det an til at prosjektet ville få en oppstartsbevilgning for prosjektering og grunnerverv året etter. Prosjektleder ble leid inn og man startet arbeidet med oppbygging av en prosjektorganisasjon stort sett basert på innleide rådgivere i Trondheim og noen medarbeidere fra Jernbaneverket Utbygging. Vinteren 2008 ble det lyst ut en prosjekteringskonkurranse som ble vunnet av Norconsult, samtidig som man ferdigstilte

materialet for KS2 revisjon. Prosjektet rakk departementets frister for statsbudsjettet i august, samtidig som konkurransegrunnlaget for de første entreprisene ble ferdigstilt.

Prosjektet hadde valgt en kontraktstrategi med en stor tunnelentreprise inkludert alle arbeider i tunnelen unntatt sporbygging og signalanlegg. Det ble laget en egen entreprise for alle arbeidene i dagen i Hommelvik, som inkluderte bygging av en kulvert inn mot fjellpåhugget, vegomlegginger og betydelige ledningsarbeider. Dette som følge av at ny trase gikk på synk inn mot fjellet med påhugg under dagens fylkesveg. Den tredje større entreprisen som ble lyst ut før jul 2008 var byggingen av ei ny overgangsbru på Hell som erstatning for en planovergang som skulle legges ned. Entrepriser for sporbygging og signalanlegg ble kunngjort høsten 2009. Alle kontraktene er kjørt etter prosedyren " kjøp etter forhandling" i henhold til Forskrift om offentlige anskaffelser.

Entreprisen for tunnelen ble vunnet av MIKA AS (senere Betonmast AS), entreprisen for dagsone Hommelvik ble vunnet av Saubstad AS og entreprisen på brua ble vunnet av Reinertsen AS med Moelven limtre som underleverandør.

Alt av overskuddsmasser fra driving av Gevingåsen tunnel er solgt til Avinor og kjørt til Trondheim lufthavn Værnes for å forlenge rullebanen og utvide sikkerhetssoner. Til sammen 895 000 tonn er kjørt til Værnes. Avinor har selv stått for transporten av tunnelmassene fra Jernbaneverket sine mellomlagre i Muruvik og på Hell til Værnes.

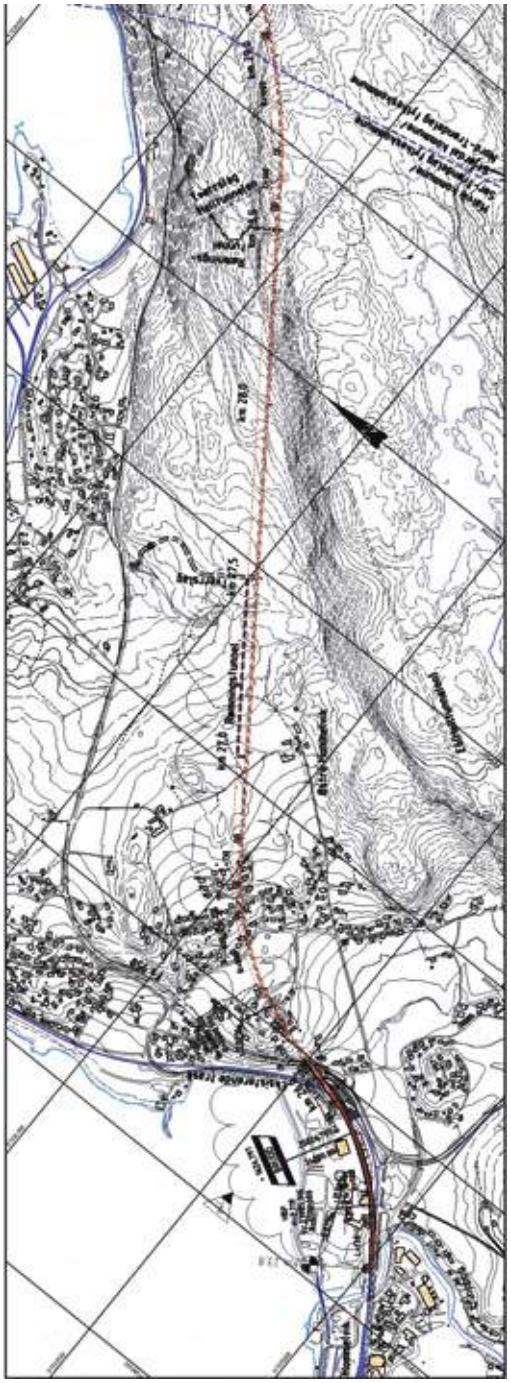
Siden en av jernbanetunnelens rømningstunneler ender i ei nisje i Helltunelen på E6, har dette også bidrat til at sikkerhetsforholdende når det gjelder evakuering av vegtunnelen har blitt bedret.

En annen effekt av prosjektet er at man frigir areal og atkomst til sjøen i et attraktivt bolig og rekreasjonsområde.

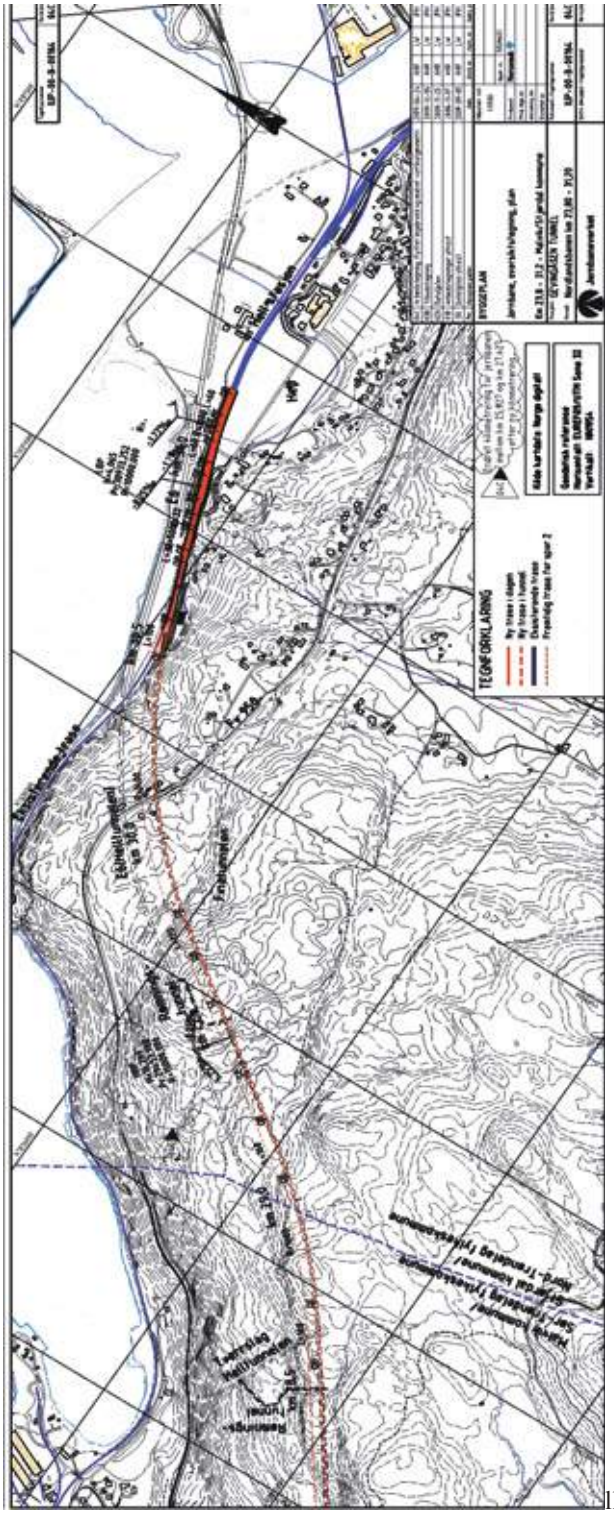
2. DESIGN OG KONSTRUKSJON

Tunnelen er prosjektert i henhold til Jernbaneverkets tekniske regelverk, TSI (Direktiv 2008/163/EF – den tekniske spesifikasjonen for samtrafikkevne vedrørende sikkerhet i jernbanetunneler i dettranseuropeiske jernbanesystemet for konvensjonelle tog og høyhastighetstog) og med størst mulig gjenbruk av løsninger og erfaringer fra byggingen av jernbanetunnelene mellom Lysaker og Asker. Gjennom hele planarbeidet har det vært forutsatt bygget en enkeltsporet tunnel. Sprenging av en dobbeltsporet tunnel eller to løp ville i denne omgang ikke gitt trafikkmessige fordeler som kunne forsvart investeringskostnadene. Det er likevel i designet tatt hensyn til at man kan komme tilbake om 20 - 30 år og bygge et tunnelløp til med små forstyrrelser for eksisterende trafikk. Dette forholdet kommer tydeligst til syne ved påhugget i Hommelvik, hvor kulverten inn mot fjellet er bygget for to spor. Hovedtunnelens totale lengde er ca 4400 m med 63m2 sprengningsprofil. Rømningstunneler utgjør ca 1000 m med tversnitt ca 20 m2, og atkomsttunnel fra Muruvik er ca 330 m lang med tverrsnitt ca 51m2.

Tunnelen er både med hensyn på størrelse og utrustning forberedt for elektrifisering av strekningen på et senere tidspunkt. I praksis betyr dette at tverrsnittet tillater montering av kjøreledning og at alle installasjoner og konstruksjoner er forberedt for jording.



Figur 1: Kart av søndre del av tunnelen



Figur 2: Kart over nordre del av tunnelen.

lll

I henhold til de nyeste normer er tunnelen utstyrt med 4 rømningstunneler med maksimalt 1000 meters avstand. Disse tunnelene munner ut i Muruvik gjennom tverrslaget (2 stk), i Vegvesenets rømningstunnel for Helltunnelen og for den siste direkte i ei nisje i Helltunnelen. Dette blir en tunnel som også er utstyrt og bygget for å kunne gi rømningsmuligheter fra Helltunnelen. På denne måten styrkes også sikkerheten for vegtunnelen. Rømningstunnelene er utstyrt med et slusekammer som skal hindre eventuell røyk fra trafikktunnelen å trenge inn i rømningsvegen. Videre er rømningstunnelene utstyrt med lys og tovegs kommunikasjonsutstyr.

Tunnelen blir gjennomgående utstyrt med fortau, rekkverk, skilt og ledelys for bruk ved evakuering. Integrert i fortauet bygges det kabelkanaler for framføring av signal og kommunikasjonskabler, og brannvannsledning med hydranter hver 250 m. Tunnelen utstyres også med vifter for å oppnå tilstrekkelig ventilasjon av dieselrøk fra togene, og ved en krisesituasjon for å kunne styre eventuell brannrøyk.

Tunnelens vertikalgeometri har blitt styrt av forhold i dagen ved begge påhugg, samt av at man ikke skulle treffe eksisterende vegtunnel. Dette har resultert i at man har bygd et lavbrekk i tunnelen ved Hommelvik for å komme under eksisterende fylkesveg. Ved lavbrekket er det så anlagt et fordrøyningskammer og en pumpestasjon som pumper drensvannet mot Hommelvik og utslipp i sjøen. Fra Hell er det etablert et høybrekk ca 1000 m inn i tunnelen.

Før oppstart av prosjektet var det over flere år gjort omfattende registreringer av natur, grunnvann og bebyggelse i tunnelens influensområde. Som et resultat av dette ble det satt krav om maksimal innlekkasje i tunnelen på henholdsvis 5 og 15 liter pr minutt pr 100 meter tunnel. Variasjonen i kravet var stort sett styrt av overliggende bebyggelse og fare for eventuelle setninger. Det ble også gjennomført systematisk injeksjon med industrisement de ytterste 1000 m av tunnelen mot Hommelvik for å redusere faren for setninger over tunnelen.

Bergsikringen er bygget opp på tradisjonell måte, basert på fiberarmert sprøytebetong, ettergyste bolter, armerte sprøytebetongbuer og utstøping. Av hensyn til utførte injeksjonsarbeider ble det også benyttet en del Thor-bolter der man påtraff rennende vann i boltehull. Likeledes ble det benyttet boranker (ischebeck-stag) til bolting og som spiling i partier med oppknust og leirinfisert berg.

Da jernbanen ikke har omkjøringsmuligheter i området, har det vært svært viktig å velge løsninger og utførelse for bergsikring og alle andre installasjoner i tunnelen slik at man har minimalt behov for vedlikehold, og enkelt kan foreta inspeksjon og eventuelt utbedringer av feil.

Dette førte til at man tidlig i prosjektet gikk inn for at eventuelt PE-skum skulle monteres mot knøl, uten planlagt tilkomst for inspeksjon. Dette er begrunnet i rene SHA-vurderinger i forhold til utførelsen av selve inspeksjonen, og at slik inspeksjon er tidkrevende og krever mye stengetid i tunnelen. Som kompensasjon for manglende inspeksjon er det gjort en løpende kartlegging av bergforholdene og beskrivelse av permanent sikring. Dette er utført av ingeniørgeologer som har fulgt hvert skift. Sikringen er i tillegg økt noe, slik at man klart ligger i øvre sjikt av anbefalte mengder ut fra hva som beskrives i forskjellige klassifiseringssystemer. Videre var det engasjert et geofaglig råd bestående av erfarne ingeniørgeologer med base i distriktet, og som derfor enkelt kunne rykke ut for å delta i

diskusjonen av vanskelige situasjoner i tunnelen. Det geofaglige rådet har også vært en god 3. partsstøtte i diskusjonen omkring valg av løsninger omkring vannavskjerming.

Konkurransegrunnlaget ba derfor om pris på hele 5 forskjellige konsept for vannavskjerming. Tradisjonelt PE-skum med sprøytebetong, betongelementer med isolasjon, membran med sprøytebetong, sprøytbar membran og til sist ubrennbare gummimatter. På bakgrunn av forhandlinger i kontraheringsfasen valgte man å satse på PE-skum og sprøytbar membran, samt noe areal med gummimatter.

Som grunnlag for prosjekteringen og valg av løsninger er det også viktig å peke på dokumentasjon og erfaring fra drivingen av Helltunnelen (vegtunnel), et nedlagt drivstofflager i samme bergmassiv og de øvrige vegtunnelene på E6 Øst, som ligger i samme bergartsformasjoner som Gevingåsen jernbanetunnel. All erfaring fra disse anleggene viste at man generelt hadde å gjøre med en tett bergart med små og spredte lekkasjer.

3. INGENIØRGEOLOGI OG DRIVEERFARINGER

3.1 Geologi

Gevingåsen er en del av Trondheimsfeltets kaledonske dekkekompleks. Lokalt består berggrunnen av lavmetamorfe sedimenter som varierer fra konglomerater, kalkholdige sandsteiner og gråvakker, til leirskifre og fylitter. Det siste er typisk mot nord. Bergartene har også vært kjennetegnet av at de stort sett har vært sterkt foldet i flere faser, noe som har gitt bergartene en skifrig og ofte småfallen karakter.

Oppsprekkingen er dominert av steiltstående forkasningssoner med 2 hovedsystemer. Retning øst – vest som har gitt små problemer for tunneldriften, og retning sørvest – nordøst som har større og mer utholdende soner. Det siste systemet har også en mye mer ugunstig retning i forhold til tunnelen, og har noen ganger fulgt oss mer enn 50 m.

Et tredje sprekkesystem er foliasjonsoppsprekkingen. Denne har for det meste vært flattliggende og har ikke skapt problemer ut over at den har gitt bergmassen en småfallen karakter som har krevd systematisk bruk av sprøytebetong.

Tilsvarende erfaringene fra de omkringliggende tunneler og fjellanlegg har det i Gevingåsen tunnel generelt vært små, men mange lekkasjer. En av de større forkastningssonene som krysser tunnelen rett nord for tverrslaget ved Muruvik, er unntaket som gav relativt mye lekkasjer og krevde mange runder med injeksjon.

Det er også tatt leirprøver fra alle større soner for å vurdere svellefaren. Ingen prøver har avdekket spesielt høye svelletrykk som har krevd ekstra tiltak.

3.2 Driveerfaringer

I forbindelse med bygging av Gevingåsen tunnel er det lagt opp til grundig kartlegging og dokumentasjon av geologi, bergforhold og utført sikring. Dette er utført av ingeniørgeologer som har fulgt hvert skift. Sikringen er i tillegg økt noe, slik at man klart ligger i øvre sjikt av anbefalte mengder ut fra hva som beskrives i forskjellige klassifiseringssystemer.

Med bakgrunn i dette er det utarbeidet et bergmasseklassifiseringssystem for å forenkle valget av den stabilitetssikringen som skal utføres. Dette gir bedre forutsigbarhet ved planlegging av tunneldriften samt øker kvaliteten på utført sikring, da man opererer med et begrenset antall "mønster". Hensikten har også vært å beskrive permanentsikringen så tidlig som mulig, slik at denne i størst mulig grad kan gjennomføres samtidig med arbeidssikringen. Dette har ført til at nesten all permanent sikring er installert 100 m bak stuff.

Målet med kartleggingen er å skaffe god dokumentasjon av geologi og bergmasseforhold som danner grunnlaget for bestemmelse av sikringsomfang. Kartleggingen skal også dokumentere mengde og utførelse av sikringen i Gevingåsen tunnel, slik at dette i ettertid kan benyttes for vedlikehold og etterarbeid.

Geologi, bergforhold og sikring er kartlagt fortløpende under driving av tunnelen, og alle salver er kartlagt. I tillegg er områder med fukt/vannlekkasjer spesielt registrert for å danne beslutningsgrunnlag i forbindelse med planlegging av vann- og frostsikring. Jernbaneverket har hatt kontrollingeniører som følger tunnelentreprenørens skiftordning. Kartleggingen er utført i forbindelse med "byggherrens halvtime" etter utlasting og rensk.

Før tunneldrivingen startet ble det boret og montert til sammen 5 fjellbrønner og 9 poretrykksmålere. Disse er avlest fortløpende for å holde overoppsyn med grunnvannsnivået i området. I tillegg finnes 4 gamle fjellbrønner med tilhørende avlesning i perioden 2000-2007. Da grunnvannet høsten 2009 sank faretruende i en brønn, uten at spesielle lekkasjer ble påvist i tunnelen, ble det bestilt geofysisk logging av 2 brønner. Resultatene fra dette avdekket ingen entydig årsak til fallet i vannivå, bortsett fra noen litt mer markerte sprekker i det nivået vannet stabiliserte seg.

Kontraktens krav til innlekkasje av vann ble fulgt opp ved måling over terskler med v-overøp. Resultatene tyder på at de valgte tiltak har sikret at innlekkasjen er i henhold til kontraktens krav, og at det ikke er registrert skader av betydning på bebyggelsen over. All injeksjon er utført med mikrofin sement.

Totale mengder bergsikring og injeksjon som har medgått er:

- Bolter: Totalt ca 31 300 (hvorav ca 30 000 i hovedtunnelen)
- Sprøytebetong: Totalt ca 20 300 m3 (hvorav ca 19 000 m3 i hovedtunnelen)
- Injeksjonsmasse: Ca 530 000 kg
- Armerte buer: 98 stykker
- Utstøping: 23 m

4. VANN OG FROST

4.1 Jernbanetunneler generelt

For jernbanetunneler representerer fuktige klima og direkte drypp fare for alvorlige skader på de tekniske installasjonene, økt vedlikehold og redusert levetid. Problemet med at vann fryser i en jernbanetunnel uttrykker seg stort sett i tre forhold: Telehiv med fare for avsporing, iskjøving i vegger som reduserer profilet eller vokser inn i skinnegangen og kan medføre avsporing, og til slutt vekst av istapper som kan gi skade på togene ved påkjørsel eller som følge av at de rives ned av lufttrykket.

Tradisjonelt har disse forholdene vært håndtert ved hugging av is, skoling av sviller og salting i grøfter. En del steder har det også vært montert enkle betonghvelv, og varmekabler før PE-skummet gjorde sitt inntog.

I dag er kravet til nye tunneler at de skal være slik utstyrt at det ikke kommer fritt vann inn i tunnelen over formasjonsplanet, og at hele tunnelsålen er isolert i den frostutsatte delen av tunnelen.

En vesentlig forskjell mellom jernbanetunneler og tett trafikkerte vegtunneler er kravet til utforming av tunnelkledning i forhold til påkjørselsfare og visuell opplevelse. Toget har fortsatt ikke ratt, og det er kun en profesjonell lokomotivfører som får et visuelt inntrykk av tunnelens innside.

4.2 Valg av løsning for Gevingåsen tunnel

Som beskrevet ovenfor valgte man tidlig i prosjekt å kaste vrak på systemer som krevde jevnlig inspeksjon bak en avskjerming. Samtidig har det vært et viktig fokus på levetid og enkelhet med hensyn til inspeksjon og reparasjon. Dette medførte at man fikk Det Norske Veritas til å gjennomføre en RAMS og LCC analyse av de aktuelle vann- og frostsikringsløsningene for Gevingåsen tunnel.

Prosjektet var kjent med en del resultater og erfaringer med bruk av sprøytbare membraner fra utlandet, og inkluderte dette som et alternativ i konkurransegrunnlaget. De umiddelbare fordelene var opplagte. Man ville hele tiden ha full tilgang til tunnelens bergsikring, og denne ville også bli styrket siden membranen inngikk som en integrert del av sprøytebetongen. Metoden ville heller ikke trenge noe utvidelse av sprengningsprofilet, og man ville ikke tilføre mekaniske komponenter med mulig begrenset levetid. Man ville med en slik løsning heller ikke bygge inn brannsikrede brennbare komponenter i tunnelen.

For å legge til rette for bruk av sprøytbar membran, var det ønskelig at tunnelkonturen ble så jevn som mulig. Dette reduserer noe på forbruket, men viktigst er det at det blir enklere å oppnå et godt resultat med jevn dekning på hele flaten. På Gevingåsen ble det innført straff for entreprenøren ved unøyaktig boring av konturen.

Et av hovedspørsmålene som raskt dukket opp var hva som skjer med membran og bergsikring ved frost. Et annet var spørsmålet om en membrans evne til å motstå vanntrykk. Undersøkelser i litteratur og aktuelle fagmiljøer gav oss mange synspunkter, meninger og

teorier, men det var vanskelig å finne dokumentert forskning, godt dokumentert empiriske data eller beregningsverktøy.

Prosjektets første konklusjon var at man velger kjent teknologi – brannbeskyttet PE-skum i de første 1000 m av tunnelen fra hver side. Videre ble det bestemt å bruke samme metode på noen utvalgte partier med relativt store lekkasjer. Resterende partier på ca 2000 m er besluttet tettet med tilbudt membran Masterseal 345 fra BASF.

Forholdene omkring eventuell fare for utfall eller store skader som følge av at vanntrykk bygger seg opp bak en tett membran, mener man i prosjektet er på det teoretiske plan for Gevingåsen tunnel. Tunnelen er sprengt på konvensjonelt vis. Dette gir en oppsprukket sone rundt hele profilet. Ved tetting av overflaten på tunnelen over formasjonsplanet vil derfor vannet på "stengte" sprekker naturlig finne seg nye kanaler ned mot den åpne isolerte sålen med drensledninger. Skulle man likevel få et lokalt avskjermet, ikkekommuniserende sprekkesystem med hydrostatisk trykk et sted i tunnelen, er det verste som kan skje at man får en sprekk i bergsikringen og derved trykkavlastning med en drypplekkasje som resultat.

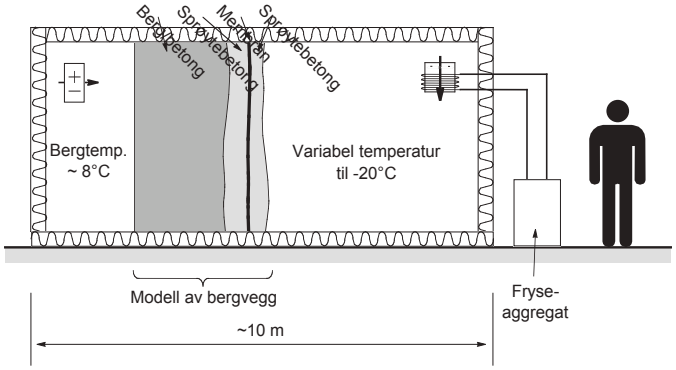
4.3 Frostaboratorium

For å få mer kunnskap om og forståelse av hvordan frosten, eller null-isotermen beveger seg i en bergmasse og bergsikring avhengig av svingende tunneltemperatur over time, døgn, uke og måned, ble SINTEF Byggforsk engasjert til å bygge opp en forsøksrigg og gjøre en serie forsøk.

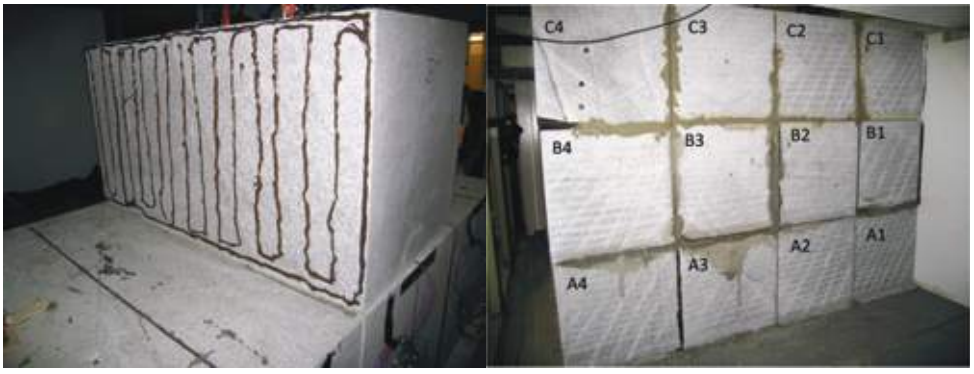
Målene med forsøkene var:

1. Å øke forståelsen av sammenhengen mellom frostmengde, varmeutveksling fra bergmassen og installasjon av nødvendige tiltak for frostsikring.
2. Å verifisere en teoretisk modell for beregning av frostforholdene i tunnelvegger. Denne modellen vil kunne gi et bedre grunnlag for å beregne hvor mye frost et frostsikringstiltak kan typegodkjennes for.
3. Å undersøke BASF Masterseal mhp. frostbestandighet. Nøkkelspørsmål er om vannet i det innerste laget av sprøytebetongen kan fryse, om det kan opptre frostdannelse i det ytterste sprøytebetonglaget, og hvor langt inn i berget 0°C-isotermen vil nå.
4. Å etablere et grunnlag for JBV til å bestemme det mest optimale vann- og eventuelt frostsikringstiltaket for Gevingåsen jernbanetunnel

Det ble bygget en prøverigg hvor man satte opp en modell av en bergvegg med frostsikring og utsatte denne for frost på den ene siden. Det ble innhentet data fra lokale værstasjoner og så langt det var praktisk mulig simulert de aktuelle forholdene i området Hell-Hommelvik på grensen mellom Nord- og Sør-Trøndelag. Bergveggen i laboratoriet ble bygget opp av blokker av Støren-granitt, og målte 3,2m x 2,5 m i areal, og var 1,5 m tykk. Veggen ble utstyrt med temperaturfølere i forskjelllig nivå innover i blokkene og i sprøytebetong og membran. Samtidig ble det også boret flere hull gjennom blokkene for å kunne simulere vannfylte sprekker med overtrykk. Det ble også etablert et område med "bom" bergsikring i tilknytning til ett av hullene.



Figur 3: Prinsipp for konstruksjon av forsøksrigg.



Figur 4: Bilder fra byggingen av bergveggen i laboratoriet

For detaljer om kjøring av forsøkene og resultatene fra disse vises det til foredrag nr 28 i denne publikasjonen. Konklusjonen etter forsøkene er at man har fått etablert og dokumentert en universell bergningsmodell for null-isotermens bevegelse i bergmassen og bergsikringen.

Forsøkene viste ikke overraskende at sprøytebetong og membran ikke har spesielt gode isolerende egenskaper, og at null-isotermen fort passerer gjennom bergsikringen og inn i bergmassen. Videre viste forsøkene at når ”sprekkene” i berget ble fylt med vann og satt under trykk med 8 bar, skjedde det ikke noe med bergsikringen etter gjentagende varierende sykler med frysing og tining. Det ble heller ikke registrert noe tap av ”sprekkevann” eller fall i vanntrykket.

4.4 Sprøytbar membran Masterseal 345 – bruk og egenskaper

4.4.1 Systemoppbygning

Denne tekniske løsningen består av en vanntett sprøytbar membran som befinner seg inni en sandwich-struktur mellom to lag av betong. Disse betonglagene kan i prinsipp være plasstøpt, pre-fabrikert eller sprøytebetong. Hensikten er her å gjøre en permanent bergsikring av sprøytebetong vanntett. Derfor omtales egenskapene til denne løsningen ved bruk av fiberarmert sprøytebetong i det etterfølgende. Det er viktig å forstå denne tekniske løsningen som et komplett system. Egenskapene til sprøytebetongen, membranen og grenseflatene mellom disse to materialene er vesentlig for systemets egenskaper. Den spesielle tekniske løsningen som omtales her, referer seg til produktet Masterseal 345 fra BASF, som for tiden er det mest gjennomprøvde produktet for denne typen permanent vanntett tunnelsikring. Det er imidlertid systemegenskapene som er vesentlig i denne sammenhengen.

Membranen påføres en ren overflate av sprøytebetong. Membranen som benyttes på dette prosjektet er en etyl-vinyl-acetat ko-polymer som leveres som tørrstoff. Produktet inneholder også en liten andel sement. Tørrstoffet blandes med en viss mengde vann og det oppstår en pastøs sprøytbar masse. Applikasjon av membranen foretas per idag ved tørrsprøyting, der vannet tilsettes pulveret ved sprøytemunnstykket. Herdingen skjer i hovedsak ved uttørking av vann. Derved dannes kontinuerlig polymerkjeder i membranmaterialet som gir vanntetthet. Den herdede membranen blir senere påført et lag fiberarmert sprøytebetong, slik at membranen blir bygd inn i en sandwichstruktur.

Det helt spesielle ved denne tekniske løsningen er at det er en mekanisk kontinuerlig struktur. Heftegenskapene mellom membran og sprøytebetong gir mekaniske kontinuitet. I tillegg til at selve membranmaterialet er vanntett, er også grenseflaten mellom betong og membran vanntett. Det vil si at det ikke kan forekomme noen vannstrøm langs selve flaten mellom membran og betong. Når man betrakter denne konstruksjonen helt separat, snakker man derfor om en udrenert vanntett konstruksjon. Dette er fundamentalt forskjellig fra andre vanntettingsmetoder i tunnelbygging , som f.eks. vanntett drenasjehvelv med PE-skum, lettbetonghvelv, drenasjesystem med tunnelduk eller plasstøpt innvendig hvelv med sveiset membran.

Membranen påføres med en utført tykkelse på 3 mm. Minimumstykkelse for vanntetthet er 2 mm. Alle vanntetthetstester av dette produktet refererer seg til 2 mm membrantykkelse. Systemdetaljene for denne tekniske løsningen er vist i figur 5 nedenfor

Figure 5. Systemoppbygning av vanntett sprøytebetongbergsikring med sprøytbar vanntettingsmembran i en sandwichkonstruksjon.

4.4.2. Systemegenskaper

Denne tekniske løsningen gir en sandwich-struktur med membran og sprøytebetong med følgende egenskaper:

- Et eventuelt hull eller en utetthet i selve membranen fører nødvendigvis ikke til en lekkasje, siden en utetthet i membranen må korrespondere med et lekkasjepunkt i den underliggende sprøytebetongen
- En eventuell lekkasje gjennom hele konstruksjonen kan løses lokalt ved å foreta en injeksjon nøyaktig der lekkasjen opptrer, siden dette punktet korresponderer direkte med lekkasjefenomenet i berget eller bergsikring bakenfor membranen.
- Sprøytebetong-membran sandwichkonstruksjonen er mekanisk kontinuerlig. Derved kan hele sprøytebetongtykkelsen betraktes som bergsikring

De viktigste tekniske egenskapene er vist i tabell 1 nedenfor

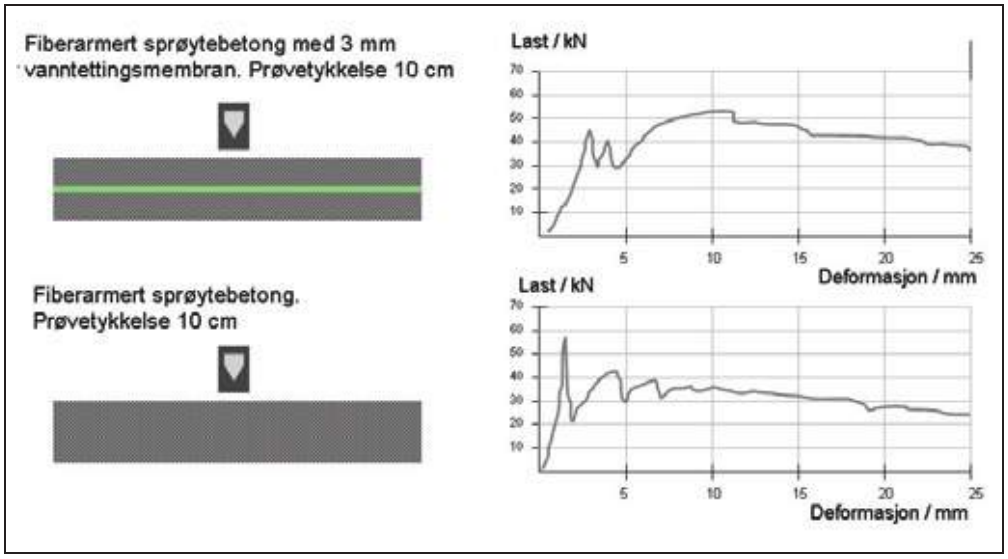
Egenskap	Typisk verdi
Membrantykkelse for vanntetthet	2 mm
Tøyning ved brudd	100%
Skjærfasthet av sandwichkonstruksjon membran-sprøytetong med plane (avrettede) grenseflater JRC = 0	1 MPa
Skjærfasthet av sandwichkonstruksjon membran-sprøytetong med ru grenseflater (spröytet finish), JRC = 20	1.7 MPa
Strekkfasthet (heft) i grenseflaten membran - sprøytebetong	> 1.0 MPa (tørr) 0.5 MPa (vannmettet)
Strekkfasthet for herdet membranmaterial	2 – 4 MPa

Tabell 1. Viktige tekniske egenskaper for vanntett bergsikring basert på sprøytebetong og sprøytbar membran Masterseal®345.

En annen egenskap som er spesielt viktig når man betrakter permanent sprøytebetongbergsikring er hvordan denne konstruksjonen tåler bøyestrekkbelastninger. Denne egenskapen av sprøytebetong vurderes ved at man foretar energiabsorpsjonsmaalinger med kontrollert ”trykking” eller deformering av sirkulære prøvestykker. I Norge er det vanlig å benytte prøvestykker med diameter 60 cm og tykkelse 10 cm. Figur 6 nedenfor viser dette.

Figur 6. Energiabsorpsjonstesting av sprøytebetong til bergsikring Til venstre:fremstilling av prøvestykker med fiberarmert sprøytebetong og sprøytbar vanntettingsmembran. Til høyre: Trykking av prøvestykke i laboratorium med måling av kraft og deformasjon etter [ref. Standard for energiabsorpsjonstesting]. Det ble også fremstilt tre prøvestykker av ren sprøytebetong.
Et sentralt spørsmål som oppstår ved vurdering av ved denne metoden til permanent vanntett bergsikring, er om man kan regne den totale tykkelsen av sprøytebetongtykkelsen på begge sider av membranen som en virksom bergsikring.

Det ble derfor foretatt testing av prøvestykker av 10 cm tykk "ren" fiberarmert sprøytebetong og prøvestykker med en sandwichstruktur av 5 cm fiberarmert sprøytebetong på hver side av en 3mm tykk vanntettingsmembran. Resultatene av dette forsøket er vist i figur 7 nedenfor.



Figur 7. Resultater med last-deformasjonsdiagrammer av utført energiabsorpsjonstesting av fiberarmert sprøytebetong hhv. med og uten vanntettingsmembran. Diagrammene viser gjennomsnittet for 3 prøver av hver type. For sprøytebetongen er det benyttet nøyaktig samme betongresept for fremstilling av alle prøvene samt samme lokalitet, teknikk, utstyr, utførelsesbetingelser og mannskap.

Dette resultatet viser at de to prøvene har vesentlig forskjellige lastopptaks- og deformasjonsegenskaper. Prøvene med membran-sprøytebetong sandwichkonstruksjon viser en noe lavere førstebruddlast enn prøvene med ren sprøytebetong. Ved videre deformasjon etter første brudd viser imidlertid sandwichkonstruksjonen en vesentlig høyere lastopptaksevne. I bruddtilstand opptil ca 25 mm deformasjon kan det ikke påvises noen forringelse av konstruksjonens lastopptaksevne. Det er også bemerkelsesverdig å konstatere at i bruddtilstand etter ca 10mm deformasjon kan konstruksjonen ta opp ca 13% mer kraft enn før det første bruddet inntreffer i intakt konstruksjon.

Konklusjonen av dette er at denne konstruksjonen av sprøytbar membran i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong er godt egnet til bergsikring. Egenskapene til denne typen sikring vil gjøre det mulig å påvise en begynnende bruddtilstand i en bergsikring før en fullstendig kollaps finner sted. Man kan regne den totale sprøytebetongtykkelsen som en funksjonell bergsikring. Det oppnås sogar bedre last/deformasjonsegenekaper med membran enn med den samme bergsikringssprøytebetongen uten membran.

5. AVSLUTNING OG VIDERE UTFORDRINGER

Gevingåsen tunnel er på mange måter ideell for tetting med en sprøytbar membran av typen Masterseal 345. Hovedgrunnen til dette er at tunnelen går i relativt tette bergmasser med små og spredte lekkasjer. Dette er ut fra den erfaring og dokumentasjon prosjektet har samlet, forhold som utførelsesmessig og funksjonsmessig synes å være godt tilpasset metoden. Videre har tunnelen en temperaturmessig moderat geografisk plassering. Til slutt vil vi også bemerke at plasseringen er gunstig i forhold til videre oppfølging og bruk i undervisnings- og forsknings øyemed.

Gjennom forsøkene vi har fått utført i laboratoriet på SINTEF har vi kanskje kommet et lite stykke videre i tankegangen rundt hva som skjer når vann fryser i små og moderate sprekker i berg dekket av moderne god fiberarmert sprøytebetong med en innebygd membran. Våre forsøk tyder klart på at det ikke skjer noe destruktivt med verken berg eller bergsikring. Udokumenterte observasjoner fra stadig flere vegskjæringer som de siste årene er sikret med sprøytebetong kan også tyde på det samme.

Utfordringene vi har møtt er ofte knyttet opp mot at vi ikke har en standard for fiberarmert sprøytebetong som kan gi et troverdig formelverk for beregning av styrke, heft og levetid. Alt blir så mye enklere når armeringen samles i stenger og utstøpingen skjer mellom to glatte flater.

Den andre store utfordringen vi har møtt, er at vi alle vet at vann utvider seg når det fryser, og at vi har alle sett ei flaske bli sprengt av isen. Frostforvitring og frostsprengning er begreper vi kjenner godt. Men vi tror det kanskje er galt å bringe disse fenomenene inn i en moderne tunnel hvor lekkasjene er små som følge av gunstige bergarter eller godt utført injeksjon. Alt tyder på at det er vann som ”stivner” inne i et tunnelprofil som er utfordringen vår. Da kan vi ikke lenger lede det ned langs veggen til den isolerte dreneringa. Greier vi å holde vannet inne i berget tyder mye på at det ikke er noe problem med frost i tunnelene, og heller ikke behov for isolasjon.

REFERANSER

Diverse prosjektinterne rapporter og utredninger

Solveig Vassenden (2010): ”Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse”. Masteroppgave ved Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, Studieprogram Geofag og petroleumsteknologi, NTNU.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGTEKNIKK/GEOTEKNIKK 2010

Enkelte hovedpunkter ved den nye minerallovgivningen

Important new features in the new mineral act

Bård Dagestad

Assisterende Direktør

Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (Direktoratet)

I forbindelse med at den nye mineralloven ble gjort gjeldende den 1.1.2010 ble industrien stilt ovenfor en rekke nye krav. Dette gjelder særlig den delen av industrien som driver uttak av mineraler som er eid av grunneier. Blant disse nye kravene finner vi:

Krav om driftskonsesjon for samtlige uttak, krav om godkjent driftsplan for samtlige uttak uavhengig av om uttakene har konsesjon eller ikke, mulighet for å kreve sikkerhet for opprydning etter avsluttet drift og krav om bergteknisk ansvarlig og bergteknisk ansvarlig sin kompetanse.

Artikkelen tar for seg og forsøker å utdype hva disse kravene vil innebære for industrien.

The new minerals act came in to force on the 1.1.2010. According to the new legislation the industry will be required to comply with several new regulations. Especially the part of the industry that works on minerals vested in the land and not in the state. The most important new regulations are: concession to operate for all mineral extraction sites, allocation of secured capital in order to secure sufficient means in the decommissioning process, the requirement for a responsible for rock engineering and the level of education for this person. This article deals with and explains the extent and consequences of the new legislation for the industry.

Bakgrunn

Den 01.01.10 ble den nye mineralloven gjort gjeldende. For første gang har vi fått en lov som regulerer alle typer uttak av mineralske ressurser fra byggeråstoffer til gruvedrift på malmer av metaller. Tidligere var dette regulert i fem ulike lover. Disse lovene er i dag erstattet av en lov, mineralloven.

I tillegg til dette er en rekke forhold som tidligere ikke var regulert i lov nå regulert i mineralloven. Kravet om driftsplan for uttak av grunneiers mineraler (ikke mutbare mineraler) er et eksempel på dette. Etter det regimet som gjaldt fram til årsskiftet 2009-2010 ble det stilt krav om driftsplan som vilkår i meddelte konsesjoner. En rekke uttak ble startet opp uten formelt krav om konsesjon og følgelig uten krav om godkjent driftsplan. Dette førte til en forskjellsbehandling av tiltakene som var svært uheldig. Det samme forholdet gjorde seg

gjeldende for Bergvesenets (tidligere navn på Direktoratet for mineralforvaltning) rett til å føre tilsyn med driften. Denne forskjellsbehandlingen gjør mineralloven en slutt på.

Mineralloven opprettholder skillet mellom mineraler som er eid av staten og mineralske resurser som er eid av grunneieren. Dette ble tidligere uttrykt som de mutbare og de ikke mutbare mineralene. Mineralloven har gitt disse kategoriene nye navn som reflekterer eiendomsforholdene til mineralene bedre. De kalles nå grunneiers mineraler og statens mineraler.

Mineralloven viderefører med små endringer det tidligere regimet for statens mineraler. Retten til disse kan sikres gjennom å søke om og få undersøkelsesrett (tidligere muting), dersom en kan dokumentere en drivverdig forekomst vil en få tildelt en utvinningsrett (tidligere utmål). Det er egne regler for tildeling av rettigheter i Finnmark uten at jeg går inn på dette her.

Her vil jeg konsentrere meg om noen hovedpunkter i mineralloven som i all hovedsak gjelder de mineralene som er eid av grunneier. Det er små endringer for statens mineraler, endringer som i liten grad påvirker undersøkelsesarbeidene og den daglige driften. For grunneierens mineraler er det flere, større og mer dyptgripende endringer. En del av endringene for grunneierens mineraler er at flere elementer i regimet som i lang tid har vært gjeldende for statens mineraler nå også gjøres gjeldende for grunneierens mineraler. Det er disse endringene denne artikkelen skal handle om.

Driftskonsesjon

Krav om Driftskonsesjon etter minerallovens § 43.

Før den nye mineralloven trådte i kraft var det bare krav om driftskonsesjon for uttak av statens mineraler. For uttak av grunneiers mineraler var lovverket fragmentarisk, lite oversiktelig og ufullstendig. Felles for alle krav om konsesjon for uttak av grunneiers mineraler var at dette var ervervskonsesjoner. Formålet med lovverket var opprinnelig ikke å regulere driften av uttakene, men omsetningen av uttakene og de forekomstene uttakene drev på. Etter hvert ønsket samfunnet økt kontroll med uttakene av grunneiers mineraler. I mangel av et egnet lovverk for styring av uttakene utviklet det seg en tradisjon for å gi vilkår i selve konsesjonsmeddelelsen. Vilkår som skulle regulere driften av uttakene. Etter hvert ble det derfor en utbredt misforståelse at også disse konsesjonene var driftskonsesjoner. Det var ikke så rart, de så jo ut som driftskonsesjoner. Svakheten ved systemet i forhold til ekte driftskonsesjoner lå ikke minst i skjønnet som lå til grunn for tildelingen av konsesjon. Selv om det ble gitt vilkår som skulle styre driften, var driftsmessige forhold ikke tema for vurderingen om konsesjon skulle gis eller ikke. Her var det ervervskonsesjonen som slo i gjennom. Temaet var om det var ervervsmessige forhold som talte mot at konsesjon skulle gis. Samfunnets fokus på å motvirke monopolsituasjoner for de ulike mineralene svant langsomt hen utover 70 og 80 årene og på 90 tallet var det sjelden eller aldri et tema om konsesjon skulle gis eller ikke. Det ervervsmessige grunnlaget for konsesjonssystemet hadde utspilt sin rolle.

For uttak av kalkstein var det kalksteinsloven som gjaldt. For kvartsforekomster var det kvartsloven som gjaldt og for de øvrige mineralene var det den alminnelige konsesjonsloven som regulerte omsetningen og gjennom vilkår også driften av forekomstene.

Felles for alle disse konsesjonslovene var at et betydelig antall forekomster falt utenfor kravet om konsesjon. Det var unntak for uttak som var i drift ved lovens ikrafttreden, unntak for brudd som ble drevet på avtaler med mindre enn ti års varighet. Dessuten var det unntak for uttak som gikk i arv. Et betydelig antall brudd gikk i arv gjennom generasjoner og disse ble derfor aldri regulert etter vilkår gitt i konsesjon.

Mer alvorlig var det at en lovendring i den alminnelige konsesjonsloven gjorde unntak fra konsesjonsplikten for uttak som var i samsvar med gjeldende reguleringsplan. Isolert sett var dette en meget fornuftig lovendring. Den alminnelige konsesjonslovens fremste hensikt er å verne om jordbruksarealer. Dersom samfunnet gjennom en reguleringsplan har bestemt at arealet skal brukes til uttak mineralske ressurser er det ikke behov for ytterligere avklaring. For muligheten til å vilkårsregulere driften derimot var dette en katastrofe som ytterligere forsterket vilkårligheten og forskjellsbehandlingen av ulike uttak.

Resultatet var et system som av bransjen selv ble oppfattet som vilkårlig, mangelfullt og ikke minst urettferdig. Mens naboen drev som han selv ville og kommunen sov, var en annen uheldig stakkar pliktig til å drive etter godkjent driftsplan og under tilsyn av Bergvesenet. Ikke slik å forstå at de som drev etter vilkår og under tilsyn av Bergvesenet drev under urimelige vilkår, men det er nå en gang slik at svært ulike krav innenfor samme bransje ikke framstår som, eller er rettferdig.

Dette er det nå ryddet opp i. Den nye mineralloven stiller krav om driftskonsesjon for samtlige uttak av mineralske resurser hva enten disse drives på statens eller grunneiers mineraler. Det er gjort unntak for uttak som tar ut mindre enn 10 000 m^3 totalt. Dette er en ekte driftskonsesjon. Det er ikke lenger omsetningsmessige forhold som er avgjørende for om det skal gis konsesjon eller ikke. Det er de driftsmessige forholdende som skal ligge til grunn for vurderingen. Kravet om driftskonsesjon finner man i mineralloven § 43.

Det er gitt overgangsregler for kravet om driftskonsesjon jf. mineralloven § 69. Uttak som driver etter "gammel" konsesjon og som har fått driftsvilkår i konsesjonen kan fortsette uten å måtte søke om driftskonsesjon. Alle andre uttak som var i drift ved minerallovens ikrafttreden må søke om og få driftskonsesjon innen utgangen av 2014. Kravet om faktisk tildelt konsesjon innen utgangen av 2014 vil nok bli svært vanskelig å håndheve. Det vil derfor trolig være tilstrekkelig med en søknad om driftskonsesjon innen utgangen av 2014.

Fra og med 2015 skal samtlige uttak av mineralske ressurser med et totalt uttak på mer enn 10 000 tonn drive etter enten konsesjon med driftsvilkår etter gammel lovgivning eller driftskonsesjon etter mineralloven.

Det blir likevel feil å tro at forskjellsbehandlingen av ulike brudd i mineralnæringen først tar slutt ved utgangen av 2014. I praksis tok den langt på vei slutt ved minerallovens ikrafttreden. Dette skyldes i hovedsak to forhold. Kravet om at samtlige uttak skal drives etter godkjent driftsplan, og Direktoratet for mineralforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (Direktoratet) sin rett og plikt til å føre tilsyn med samtlige uttak av mineralske ressurser uavhengig av om uttaket er gitt konsesjon eller ikke. Tidligere måtte Bergvesenet (nå Direktoratet) ha hjemmel for tilsyn i vilkår gitt i forbindelse med tildeling av konsesjon eller bestemmelser gitt i reguleringsplan.

Det følger av overgangsreglene i mineralloven § 69 at samtlige uttak av mineralske ressurser skal drives etter godkjent driftsplan. Faktisk hadde samtlige brudd som ikke drev etter godkjent driftsplan pr. 01.10.10 plikt til å sende inn forslag til driftsplan til Direktoratet ved lovens ikrafttreden. Ikke mange gjorde dette og det er derfor naturlig å anta at et betydelig

antall uttak i dag driver uten lovpålagt driftsplan. Direktoratet kommer til å gi pålegg om at slike tiltak sender inn forslag til driftsplan etter en gitt frist. Vi kommer ikke til å starte med tvangsbestemmelsene, men dersom vi etter gitt pålegg ikke får inn forslag til driftsplan er vi godt utstyrt i mineralloven med tvangs- og overtredelsesbestemmelser.

Det er fra 01.1.10 ikke lenger noen rettslig grunn til at det skal være urimelige forskjeller ved samfunnets krav til driften av de ulike uttakene. At det faktisk er et stort etterslep i forhold til Direktoratets ressurser til å finne uttakene som driver ulovlig er en annen sak og dette etterslepet må vi nok leve med ennå noen år.

Krav til sikkerhet for opprydning og sikring etter drift på mineralske ressurser.
I noen tilfeller har driften på mineralske ressurser fått en ufrivillig og brå slutt. Markedet og eller pengene har tatt slutt og konkursen har banket på døren. Midler til opprydning og sikring fra boet, er med få unntak, like sjeldent som snø i Sahara. I noen tilfeller har drivere ikke manglet evne men vilje til opprydning. Det er det offentlige som har manglet evne til å få gjennomført og tvunget i gjennom en opprydning. Kommunen har klødd seg i hodet, og Bergvesenet har ikke hatt hjemmel til å kreve noe som helst.

Uansett årsak har resultatet vært en rekke brudd som står igjen som monumenter over en brå avslutning på driften.

I mineralloven er hjemmelen for å kreve opprydning klar. Ingen vil få godkjent en driftplan uten en plan for avslutningen. Men selv den beste hjemmel og plan kommer til kort ved konkurs. Det blir som i det gamle ordtaket ”der hvor intet er, har selv keiseren tapt sin rett”. For å sikre midler til opprydning etter avsluttet drift gir mineralloven Direktoratet anledning til å stille krav til uttakene om å stille sikkerhet for slike midler. Det var uttrykt betydelig ønske om og støtte til forslaget fra både faglig og politisk hold. Det er derfor naturlig å anta at etter hvert som mineralloven og det nye Direktoratet for mineralforvaltning ”får satt seg” så vil et betydelig antall uttak om ikke de fleste få krav om å stille sikkerhet for midler til opprydning etter endt drift.

Uttakene skal i tilfelle et slikt krav blir stilt selv gi Direktoratet et forslag til både størrelse og form på avsetningen. Det står Direktoratet fritt å følge forslaget eller ikke, men Direktoratet kan selvfølgelig ikke stille krav utover det som må kunne anses som en rimelig reserve i forhold til opprydning og arrondering.

Når det gjelder størrelsen på avsetningen er det ikke mye å si. Den skal være tilstrekkelig stor. Det er bare å starte kalkulatoren og regne fram et overslag og forslag. Formålet med regelen er å få ryddet opp det verste etter avsluttet drift. Det er ikke meningen at avsetningene skal stemme på krona. Det som skal dokumenteres er at avsetningene er tilstrekkelige til å få gjennomført en forsvarlig avslutning av bruddet.

Når det gjelder avsetningenes form er det mer å si. Det første og absolutte kravet er at avsetningene må stå seg ved en konkurs. Det er nettopp det som er poenget.

Avsetningene må være enkle å administrere. Direktoratet kan komme til å måtte administrere flere hundre slike avsetninger. Dersom hver enkel avsetning skulle kreve mye arbeid vil det sprenge rammene for Direktoratets kapasitet. Tanken på realisering av pantsatt formuesgode for å skaffe midler frister ikke. Pant i varelagre eller maskinparker vil derfor ikke kunne brukes. En annen løsning som har vært pekt på er garanti fra et større morsselskap, såkalt

konserngaranti. Heller ikke dette er noen god løsning. Direktoratet kan ikke ha noen formening om morselskapets finansielle situasjon et par tre ti år fram i tid.

Bankgaranti rettet mot forpliktelsen har mange fordeler. Den som blir pliktig å dekke kostnaden er banken og ikke skyldneren så med mindre banken går konkurs står pengene seg ved en konkurs hos tiltakshavere. Problemet med bankgarantier er at de ikke gis på ubestemt tid. Når man skal fornye bankgarantien vil økonomien til selskapet bli gjennomgått og er den dårlig (slik at vi virkelig kunne hatt behov for bankgaranti) så får tiltakshaver ikke kjøpe/fornye slik garanti.

Den tryggeste løsningen vil utvilsomt være avsetninger av midler på sperret konto i bank sikret med pant i enkle pengekrav etter pantelovens § 4-5. Pengene er fullgodt sikret ved en konkurs, de er lette å realisere og det er forholdsvis enkelt å administrere ordningen. Problemet her er at kostnadene ved en opprydning kan være betydelige og at størrelsen på kravet om avsetninger følgelig kan bli stort. Alt for stort til at tilstrekkelige midler kan avsettes over kort tid. I oppbyggingsfasen av avsetningene vil man derfor være dårlig dekket ved en konkurs.

Den beste løsningen vil etter Direktoratets syn være en kombinasjon av bankgaranti som gradvis fases ut av avsetninger. Her vil bankgarantien dekke behovet for sikkerhet i den tidlige fasen samtidig som det bygges opp tilstrekkelige avsetninger som vil bli belagte med pant. Etter en tid vil det ikke lenger være behov for fornyelse av bankgarantien som dermed vil kunne opphøre.

Avsetningene tenkes avkrevd pr tonn uttatt masse. Det vil også bli gitt vedtak om avsetningenes maksimale størrelse. Det er jo ikke slik at kostnadene etter endt drift er lineært proporsjonalt med uttakets størrelse. Når avsetningens tak er nådd vil det ikke bli krevd ytterligere avsetninger pr tonn.

Minerallovens krav om bergteknisk ansvarlig

Våren 2009 kom det en forskrift som klargjorde en del vilkår stilt i ulike konsesjoner om krav til kompetanse ved drift av mineralske ressurser. Forskriften var delt inn i to hoveddeler for det første hvilke krav som skal stilles ved driften av ulike uttak og for det andre hvordan utdannelse fra andre land skal vurderes i forhold til norsk utdannelse. Denne forskriften gjaldt for uttak som allerede hadde konsesjon. Uttak som i stor grad allerede var underlagt krav om kompetanse. Forskriften ble videreført ved vedtagelsen av ny minerallov og ved årsskiftet 2009-2010 ble den gjort gjeldende for samtlige uttak av mineralske resurser.

Forskriften deler uttak av grunneiers mineraler inn i flere kategorier. Ett skille går mellom gruvedrift og dagbruddsdrift. Uttakene som driver under jord er få og drives i tråd med forskriften. Et viktigere skille går mellom dagbrudd som tar ut mer eller mindre enn en million tonn i året. Uttakene som tar ut mer enn en million tonn i året skal ha en bergteknisk ansvarlig med en utdannelse på nivå med Master og technology og med spesialisering innenfor drift og brytning av mineralske resurser (dette er en bergingeniør). Uttakene som tar ut mindre enn en million tonn skal ha en bergteknisk ansvarlig med en utdannelse på nivå med fagtekniker med spesialisering innenfor drift på mineralske resurser (bergtekniker fra den nedlagte statens bergskole likestilles). Det ble ikke gitt overgangsregler for forskriften og det er heller ikke gitt generelle unntak. Direktoratet har anledning til å unnta små og ukompliserte brudd fra kravet.

Implementeringen av denne forskriften har ikke vært smertefri. Når det gjelder de største bruddene, de med uttak på over en million tonn årlig har det vært få om noen problemer, disse bruddene driver allerede innenfor forskriftens krav til kompetanse. Det er reglene for de små og mellomstore uttakene som skaper problemer. I og med at forskriften nå gjelder for samtlige brudd er forskriftens rekkevidde økt med flere hundre uttak. Problemet er at det rett og slett ikke finnes nok fagfolk på fagteknikernivå. Rett nok kan manglende kompetanse til en hvis grad avhjelpes med innleid kompetanse og Direktoratet kan gi unntak fra kravet om kompetanse for små og ukompliserte uttak, men selv med disse unntakene vil det være for få fagteknikere med spesialisering innen drift på mineralske resurser.

Dette er bakgrunnen for at Direktoratet så langt har valgt en lav profil når det gjelder håndhevingen av forskriften, samt at det nå er et forslag til endringer av forskriften fra Nærings- og handelsdepartementet ute på høring.

Forslaget til endring av forskriften vil dersom det blir vedtatt i sin nåværende form gi unntak fra kravet om kompetanse for de minste bruddene. De som har ett årlig uttak under 15 000 m^3. Det vil etter beregninger gjort av Direktoratet på basis av innsendte driftsrapporter utgjøre mellom 40 og 50 % av uttakene i kategorien dagbrudd som driver på grunneiers mineraler. Dette vil lette situasjonen betydelig. Det vil ikke bety at disse bruddene kan drives uforsvarlig. De skal fremdeles drive etter godkjent driftsplan og de vil være under tilsyn fra Direktoratet. Det er ikke forslag om generelle overgangsregler men Direktoratet kan gi uttak utsettelse fra kravet om utdannelsesnivå til 01. januar 2015.

Det er også verdt å merke seg at det i forslaget ligger inne en endring av grensene fra tonn til kubikkmeter. Grensen som i dag ligger på en million tonn for det mest omfattende kompetansekravet foreslås endret til 500 000 m^3.

Det er også verdt å nevne at Norsk bergindustri og fagskolen på Stjørdal har tatt et initiativ for å gi flere et grunnlag til å oppfylle forskriftens krav raskt. Det vil bli utarbeidet et opplegg for fjernundervisning og helgesamlinger som over to år vil gi deltagerne et godt grunnlag for å søke om godkjennelse som bergteknisk ansvarlig. Fordelen med opplegget fra Stjørdal er at deltagerne kan stå i full jobb samtidig som de tar sin videreutdannelse ved fagskolen. Her oppfordres industrien til å kjenne sin besøkelsestid. Uttak som i dag ser at de kommer eller vil komme inn under forskriften og som ser at de ikke vil være i stand til å oppfylle forskriftens krav, oppfordres til å ta kontakt med Direktoratet. Direktoratet vil i samarbeid med uttaket søke å finne fleksible løsninger på problemet.

Hva er mineraluttak og hva er ikke § 3.

Et økende problem for både bransje og forvaltning er å definere hva som er et massetak og hva som ikke er det. I stadig større grad ser vi at overskuddsmasse fra byggeprosjekter kommer på markedet som alminnelige byggeråstoffer. Når selve utviklingen av byggetomten gir dekningsbidrag i form av solgte overskuddsmasser gir dette rom for utvikling av byggegrunn der det før ikke var ansett som økonomisk mulig å bygge. Overskuddsmasser kommer på markedet fra boligbygging, samferdselsprosjekter og ikke minst utvikling av industriområder og havneanlegg.

Ofte er det vanskelig å skille mellom massetak med en definert etterbruk og utvikling av byggegrunn. Hvordan skal en vurdere en byggetomt som først skal tømmes for 150 000 m^3 over 10 år. Slike og lignende prosjekter regulert som industriområde og ikke som massetak er

det mange av. Dersom slike prosjekter skulle falle utenfor minerallovens krav om driftskonsesjon, kompetanse, godkjent driftsplan og avsetninger ville dette kunne skape grunnlag for en konkurransevridende forskjellsbehandling. Dette problemet løser heldigvis mineralloven langt på vei. Etter minerallovens § 3 kan Direktoratet fatte vedtak (enkeltvedtak) om hvilke uttak som er å anse som mineraluttak i minerallovens forstand.

En utførlig anvisning på hvordan vi vil komme til å håndheve dette er ikke mulig å gi her men det følgende vil være retningsgivende. Dersom uttaket skjer over kort tid uavhengig av markedet for byggerrastoffer vil dette være en pekepinn på at vi her står ovenfor en utvikling av byggegrunn og ikke et massetak. Dersom uttak skal skje over lengre og gjerne ubestemt tid og skal skje i takt med salget av massen vil dette være en sterk indikasjon på at vi her står ovenfor et massetak i minerallovens forstand.

Konklusjon

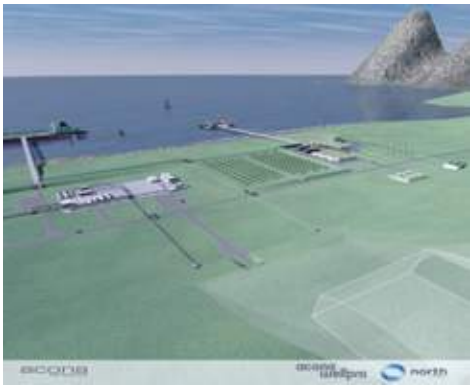
Som vi ser er det mange endringer i kravene til mineralindustrien i mineralloven. Det er også en del nye krav. For noen uttak vil det være utfordrende å møte disse nye kravene. Dersom kravene skulle være utfordrende for din bedrift er det beste rådet jeg kan gi at man ikke sitter rolig og håper på at uværet går forbi. Mineralloven har kommet for å bli. Dette er det nye regimet vi skal drive bergverk etter i Norge. Dersom det en gang i fremtiden skulle komme en ny minerallov (og før eller siden vil det jo gjøre det) er det naivt å tro at eventuelle endringer vil innebære et ”slappere” regime enn dagens minerallov. I 2014 vil mange måtte søke om driftskonsesjon jf. overgangsreglene i § 69. Direktoratets ressurser vil da bli utfordret. Uttak som søker før 2014 vil kunne nyte godt av et Direktorat som har bedre tid til individuell veiledning og ikke minst vil man ha bedre tid til å rette opp feil og mangler som blir identifisert i søknadsprosessen. Uttak som søker å ”gjemme” seg bort vil når vi finner dem få et pålegg om å rette opp forholdet og vi vil forvente at dette skjer, slik at vi slipper å bruke tvangsmidler.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

EUREKA – ET KONSEPT FOR OLJEBORING FRA UNDERSJØISKE TUNNELER

EUREKA – a concept for oil production from subsea tunnels

Siv. ing. Knut Aaneland, North Energy ASA



SAMMENDRAG

North Energy tok fatt på studien høsten 2008 og avsluttet arbeidet før jul 2009. Tidlig i gjennomføringen ble vi kjent med at Acona Wellpro hadde arbeidet med et tilsvarende konsept siden 2006 og vi valgte å basere oss på dette i det videre arbeidet. Tunnelkonseptet som fikk navnet EUREKA er utredet som et selvstendig konsept og sammenlignet med konvensjonelle utbyggingsløsninger som "Flytende produskjonsskip" og "Undervannsutbygging" med ilandføring av olje. Det ble valgt en tenkt forekomst nordvest fra Langøya i Vesterålen som utgangspunkt. Fullstendige utbyggingsløsninger og kostnader er beregnet for alle tre konsepter. Studien viser at Eureka er gjennomførbart og at det ikke er grunn til å tro at Eureka kommer dårligere ut enn de konvensjonelle løsningene mht. kost, gjennomføring og HMS. Når det gjelder operasjonskostnader vil Eureka komme bedre ut på grunn av sine tørre brønnhoder. En merutvinning på 10-15 % anses realistisk. Borekostnadene for landrigger som monteres i fjellhaller 35 km ut under havbunnen ligger ned mot 1/20 av tradisjonelle offshore borerigg-kostnader.

SUMMARY

North Energy started the study in the autumn 2008 and concluded just before Christmas 2009. The work has been based on a concept developed by Acona Wellpro since 2006. The tunnel concept is named "EUREKA" and is measured wrt. economics, execution and safety up against conventional development solutions like FPSO and "subsea to beach". The study

indicates that Eureka is doable and not less relevant than the conventional development solutions. Due to dry wellheads Eureka is able to recover 10-15 % more oil than the other reference solutions. Drilling cost per well is probably 1/20 of traditional offshore rig cost.

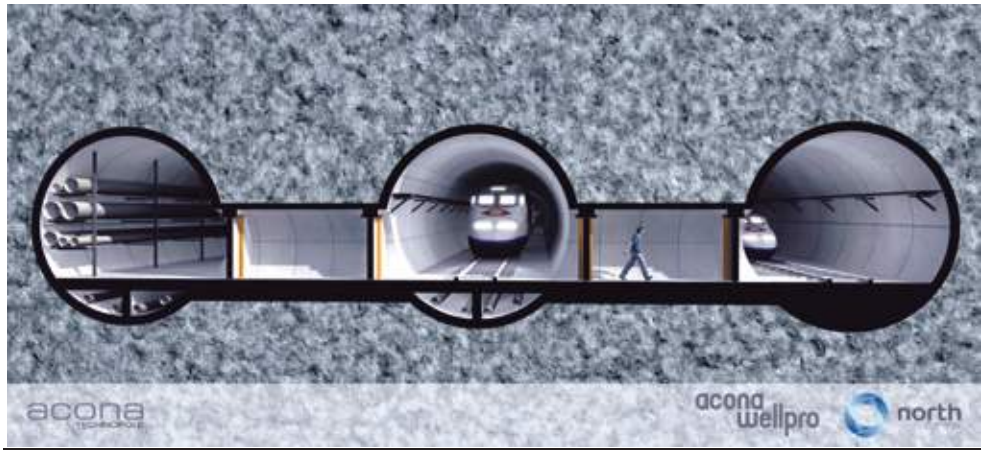
1. Hovedutfordringer:

Prosjektet hadde som målsetting å dokumentere hvorvidt et tunnelkonsept kan gjennomføres på forsvarlig vis med hensyntagen til alminnelige og aksepterte krav til :

1.1 Helse, miljø og sikkerhet
1.2 Teknologi og fremdrift
1.3 Økonomi (innenfor +/- 50 %)

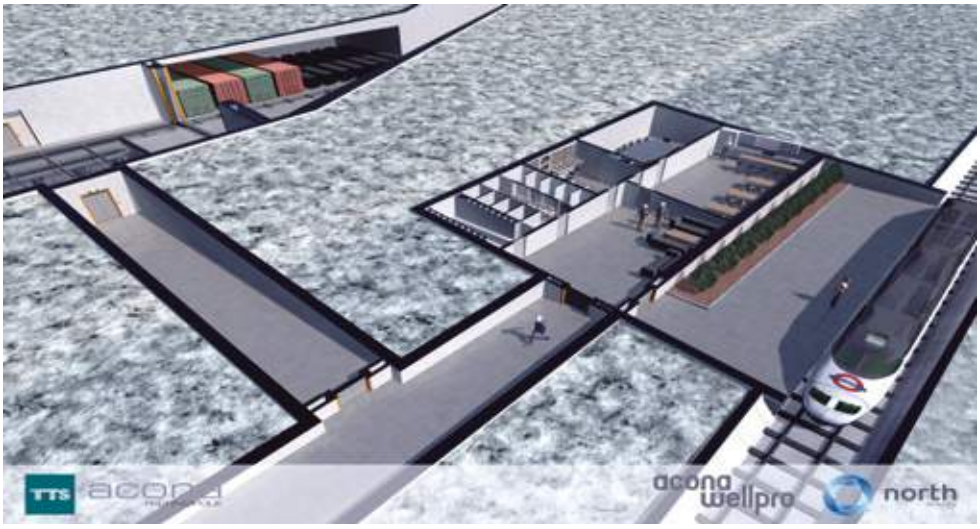
Eureka-konseptet er sammenlignet med konvensjonelle utbyggingløsninger som produksjonsskip a la Norne FPSO(uten ilandføring) og undevannsanlegg med ilandføring. I studien sammenlignes parametre for sikkerhet, teknologi/fremdrift og økonomi.

1.1. Helse, miljø og sikkerhet

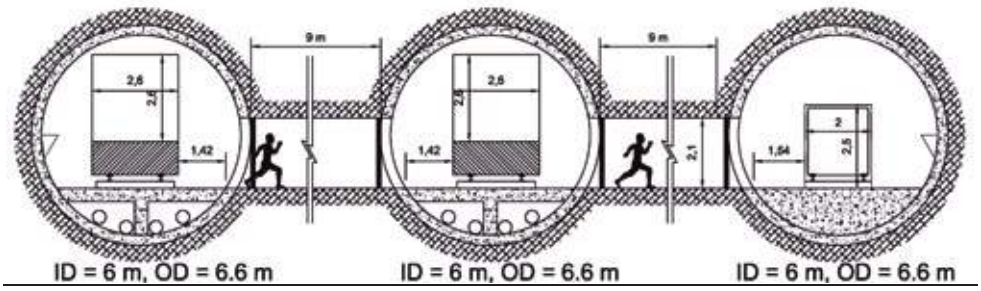


Figur 1. Tre tunneler med adskilte funksjoner. Produksjonstunnel til venstre.

Det er valgt en tre-tunnell-løsning med adkilte løp for hydrokarboner(venstre løp), materielltransport(midtre løp) og personelltransport/evakuering(høyre løp), ref. ovenstående figur. Produskjonstunnelen fungerer også til trykkavlastning ved eventuell eksplosjon. Evakuering skjer via mønstringsstasjon(sikkert område) og ut med skinnegående evakueringsmiddel, se de to figurene nedenunder:



Figur 2: Mønstringsstasjon



Figur 3; prinsippskisse av tunneler og tverrslag

Under normale operasjoner ved leteboring og produksjonsboring vil boreområdet være ubemannet. Operatøren(e) vil normalt sitte bak herdet glass og med kort avstand til sikkert område, ref. figur under:

Figur 4: Boremaskin i fjellhall under havbunnen. Fra hver hall kan det bores 18 brønner

1.2. Teknologi og fremdrift

Det er ikke funnet "showstoppere" av signifikant betydning. De viktigste utfordringene er:

- Vanninntrengning
- Grunn gass i forbindelse med tunneldriving og lete/produksjonsboring
- Hydrokarbonlekkasjer, deteksjon
- Utblåsning, brann og eksplosjon
- Fasthet i sedimentære lag(strukturell integritet av tunnel og fremdrift)

1.3. Økonomi

Tunnelløsningen viser seg, noe overraskende, å være direkte konkurransedyktig i pris sammenlignet med de to konvensjonelle referanseløsningene. For sammenligningens skyld er også tunnelalternativet(Eureka) boret med konvensjonell leterigg. ***For å kunne utnytte letedelen av prosjektet er det imidlertid en en forutsetning at man har høy sikkerhet for funn forut for igangsettelse av tunneldrift, med andre ord, det forutsetter ny teknologi som kan konstatere drivverdige funn før man setter igang å bygge tunnel.*** Det pågår for tiden flere interessante teknologiutviklingsprosjekter som om noen år tar mål av seg til å kunne gi vesentlig høyere sikkerhet for funn uten konvensjonell leteboring.

2. Konklusjoner, Hms, økonomi og Eor(enhanced oil recovery)

1. Eureka eliminerer mange av dagens viktigste sikkerhets- og miljøutfordringer og risikobidrag:
    a. helikopterulykker
    b. uhell pga. boring fra rigg
    c. alle typer supplybåtulykker(leting og hele driftsperioden)
    d. Ingen risiko for utslipp til sjø ved boring og produksjon
    e. Ingen kaldt klima-problematikk

f. Lite konfliktpotensiale Olje-fisk

Tradisjonelle sikkerhetsfunksjoner iht. norsk offshore regelverk er oppfylt.

2. Sikkerhetsrisiko uttrykt ved FAR-verdier for boring og produksjon(nedenunder) ser ut til å gi gode og sammenlignbare verdier sammenlignet med konvensjonelle løsninger, mens risiko for "Potential Loss of Life" viser bedre verdier for Eureka fordi man eliminerer flere av de tradisjonelt store risikobidragene nevnt under pkt. 1. over.

Scenario	FAR (Drilling rig)	Correction factor	FAR (tunnel)
Blowout	1,19	1,5	1,79
Well releases	0,70	1,5	1,05
Mud system fire/expl	0,10	1,5	0,15
Ship collision	0,54	0	0,00
Other events	0,45	1	0,45
Heli transport	0,77	0	0,00
Workplace accidents	0,75	2	1,51
Total	4,00		4,95

Scenario	FAR (FPSO)	Correction factor	FAR (tunnel)
Process turret riser	3,43	1,3	4,46
Cargo	0,63	0,8	0,51
Collision	0,35	0	0,00
Structural	0,20	0	0,00
Fire / Explosion machine	0,15	0	0,00
Heli transport	1,23	0	0,00
Workplace	0,87	1,7	1,47
Total	6,87		6,44

Figur 5: beregnede FAF-verdier for de tre ulike konseptene

Potential loss of Life(antall forventede drepte pr. år) :

- FPSO: 0,044
- Eureka: 0.012 (lavt pga. lav total bemanning

3. Økonomi

a. Utbygging og boring for tre løp 30 km tunnel, to fjellhaller, 30 mill SM3 olje, 18 brønner:

Cost Break-Down in MNOK	C3 - 30 MSm3	C5 - 30 MSm3 (FPSO)	C6 - Tunnel 30 MSm3
Process plant	4 956	6 993	6 944
Storage and terminal	1 961		2 210
Civil works for tunnel			11 500
Subsea and landfall	9 207	6 026	0
FPSO Marine Part w/Risers etc		2 690	
Export System	0	0	0
Capex excl. Abandonment	**16 125**	**15 710**	**20 654**
Well Costs	**6 408**	**6 408**	**1 980**
Total Investment excl. Aband.	**22 533**	**22 118**	**22 634**

Tabell 1 - CAPEX breakdown

Figur 6: Capex for de tre ulike utbyggingsløsningene

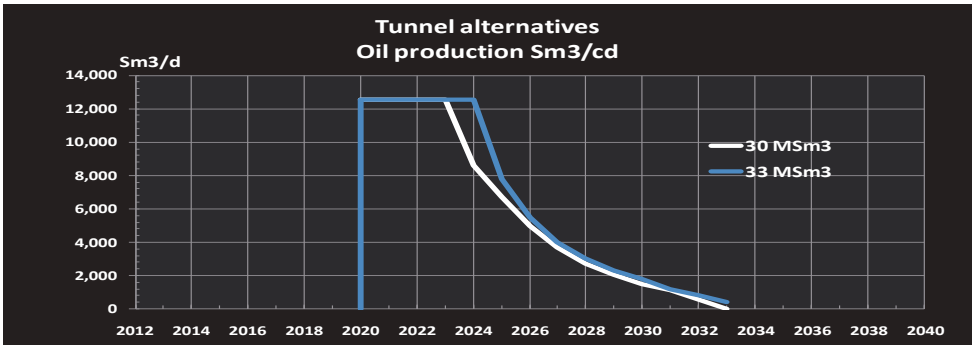
b. Operasjonskostnader:

	Subsea-to-shore 30 MSm^3	FPSO 30 MSm^3	Tunnel 30 MSm^3
CAPEX [MNOK]	22 533	22 118	22 634
OPEX [MNOK]	821	1013	703
NPV (US$ 70) [MNOK]	11486	11438	8940
Break-even [US$]	41,4	41,3	43,6

Figur 7: Totale kostnader uttrykt med "break-even" oljepris pr. fat

c. Økt produksjon for Eureka (IOR)

På grunn av tørre brønnhoder og enkel tilgang til disse vil man kunne gjennomføre enklere brønnstimulering, enkelt plassere pumper for trykkstøtte, enklere gassløft, nedihullspumper, bedre intervensjonsmuligheter, noe som gir muligheter for økt produksjon. En økt produksjon på 10-15 % er realistisk. Denne oppsiden er karakterisert i nedenstående figur og tabell:



Dette tipper økonomien i favør av Eureka-konseptet:

Effekt av 10% IOR	Tunnel 30 MSm^3	Tunnel 33 MSm^3
NPV (US$ 70) [MNOK]	8 940	11 414
Break-even [US$]	43,6	38,7

Figur 8: Totale kostnader etter 10 % merutvinning av olje

4. Letekonsept.

   Å benytte tunnel til leting kan virke tvilsomt. Vi ville se om det lot seg gjøre hvilket er bekreftet. Det er klart at man ikke setter i gang med tunnelproduksjon før man er sikker på at det finnes drivverdige oljeforekomster. Likevel er det en spennende tanke som kan få hjelp av kommende teknologiske nyvinninger på letesiden. Av hensyn til tunnelldrift før leteboring må det før igangsettelse gjennomføres omfattende geologiske undersøkelser for å kartlegge bl.a:

   a. risiko for grunn gass
   b. fasthet i sedimentære masser(for tunnel strukturell integritet)
   c. trace for tunnel

3. Studiens hovedkonklusjoner:

1. Studien indikerer at tunnelkonseptet er konkurransedyktig, og et reelt alternativ til konvensjonelle løsninger i kystnære områder
2. Dersom kystnære strøk ikke åpnes for konvensjonell oljeutvinning, kan Eureka være eneste løsning for realisering av petroleumsforekomstene
3. Risikonivå for personell er akseptable og sannsynligvis bedre enn for konvensjonelle utbyggingsløsninger

4. De viktigste usikkerhetsfaktorene når det gjelder tid og kost er:

   a. Reservoarstørrelse og avstand fra land
   b. Gass/olje-forhold
   c. Antall brønner og reservoardybde
   d. Avstand fra land til reservoar/lengde på tunnel
   e. Bergkvalitet (fasthet, grad av konsolidering)

5. Eureka møter 0-utslippsfilosofi i lete- og produksjonsfasen
6. Minimal konflikt mellom annen maritim aktivitet og petroleumsaktivitet, kun maritim trafikk som vil bli omgitt av oljeindustriens skjerpede sikkerhets- og beredskapsrutiner
7. Eureka-konseptet viderefører norsk verdensledende tunnelkompetanse og teknologi
8. Tunnelløsning vil kunne kombineres med annen næringsvirksomhet lokalt
9. Det finnes flere interessante etterbruksmuligheter

Studien "Eureka Leteprosjekt" indikerer at Eureka er teknisk, sikkerhetsmessig og økonomisk kunkurransedyktig med konvensjonelle løsninger så fremt man har høy sikkerhet for funn før man går igang med tunneldrift før leting.

Eureka er fundert på kjent teknologi - satt sammen og brukt på en ny måte.

4. Studiegjennomføring og kompetanse

Prosjektets fase 2 ble sluttført etter planen den 30. november 2009. I prosjektets oppstartfase ble det lagt ned betydelig arbeid i å finne frem til aktuelle nordnorske leverandører og bidragsytere. Vi kan konstatere at over 90 % av de faglige bidragene til studien er produsert gjennom selskaper registrert i Nord-Norge. Alle disse er valgt på grunn av sine faglige kvalifikasjoner og lokale kunnskaper, med andre ord – fordi de var best kvalifisert for oppgaven. Det er vårt inntrykk at kvaliteten på det fremlagte materialet er god og i samsvar med de initielle målsetningene.

Hovedbidragsytere:

North Energy - Kartlegging av ressursbildet utenfor NVI, NVII og TII
North Energy - Evaluering av aktuelle tunneltraceer versus ressursbildet og geologi
Acona Tromsø - Prosjektledelse, rapportering, referansecase-studier
Sintef Tromsø/NTNU - Tunellanlegg, fremdrift, gjennomføring
Leonhard Nilsen og Sønner(LNS) Andøya - Verifikasjon tunneldrift, sikring,fremdrift
Multiconsult Tromsø - verifikasjon tunneldrift, sikring, og fremdrift
Acona/Designconsult(Kabelvåg) TTS Sense - Boreteknologi, gjennomføring,
Acona Tromsø - Landanlegg, lokalisering og masseforflyttning, sikkerhetsstudier, miljø
Barlinhaug Tromsø – Maritime vurderinger/forhold, utskipning av olje/kondensat

(NTNUs bidrag er administrert gjennom Sintef Tromsø).

5. Prosjektdokumentasjon:

A. Beskrivelse av referanseprosjekter: konvensjonell utbygging/økonomi (ren subsea utbygging og et FPSO-konsept) – på engelsk
B. Tunnelrapport(Sintef/NTNU/LNS) på engelsk
C. Sikkerhetsstudie(Acona) på engelsk
D. Hovedrapport m konklusjoner, illustrasjoner og økonomi inkl. sammendrag (executive summary) på norsk
E. Presentasjon – overheadserie(95 foiler m. illustrasjoner) på norsk

§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§§

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

KONTURSPRENGNING I FYRDSBERGTUNNELEN PÅ NY E39 SUNNMØRE

Contour blasting in the Fyrdsberg tunnel, E39 northwestern Norway

Senioringeniør Terje Kirkeby, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Professor Amund Bruland, Norges Teknisk-Naturvitenskapelig Universitet (NTNU)

SAMMENDRAG

Det er en hel rekke fordeler med jevn tunnelkontur og uskadet, gjenstående berg, bl.a. mindre masser/lasting/transport, redusert rensk og sikring, bedre HMS, enklere/billigere innredning og evt. utstøpning. Kunsten er mer og ikke minst nøyaktig boring og mindre, bedre fordelte ladninger. Nødvendig ekstratid på boring/lading vil med tiden gå ned, og fort innspares på ovenfor nevnte forhold. Praktiske forsøk på delprosjekt Tunnelutforming under programmet Moderne vegtunneler viser imidlertid at det ennå er et stykke igjen.

SUMMARY

There are a number of advantages related to a smooth tunnel contour and less damaged rock mass; e.g. less volume/loading/transport, reduced scaling and rock support, improved HES, more simple and less expensive lining and installations. The key factors are more and more accurate drilling, and less and better distributed explosives. The necessary extra time for drilling and charging will be compensated by the above mentioned positive factors. Field experiments as part of the Tunnel Design project in the Modern Road Tunnels program confirms that there still are steps to be taken to achieve the desired contour quality.

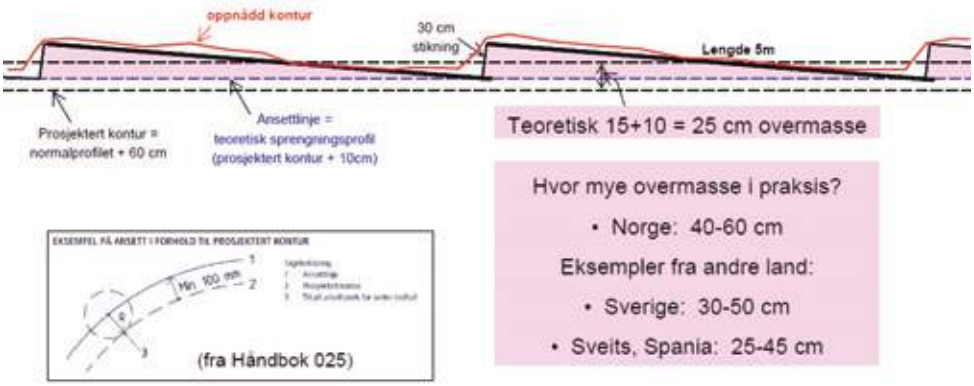
1. INNLEDNING

FoU-programmet ”Moderne vegtunneler” ble startet opp etter flere hendelser i både norske og europeiske tunneler de siste tiårene, og skal i perioden 2008-2011 arbeide med en komplett og enhetlig strategi for tunneler i Norge.
Moderne vegtunneler skal gi svar på hvordan vi skal planlegge, bygge, vedlikeholde og oppgradere tunneler, samt når man skal velge tunnel fremfor andre løsninger. Programmet har en rekke pågående delprosjekter, som Dp0 Strategi for vegtunneler, Dp4 Tunnelkledninger og Dp7 Tunnelutforming.
Innen Strategi diskuteres bl.a. lang levetid, bortfall av inspeksjon bak hvelvet, høy sikkerhet og lite vedlikehold. Et nøkkelbegrep da blir tunnelens geometri/utseende, dvs. drivemetoder og hvordan ser bergkonturen ut etter sprengning?

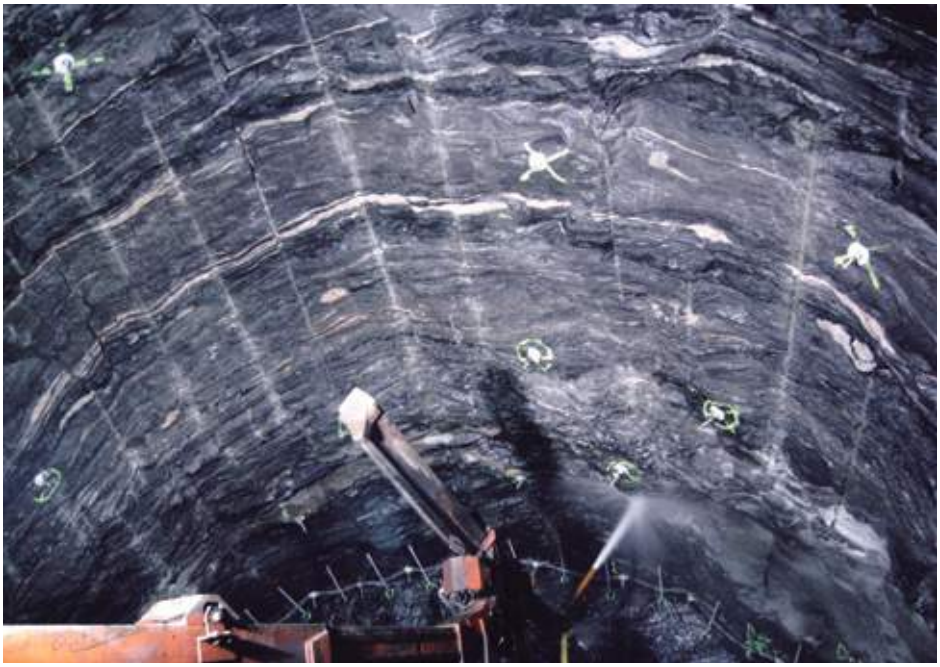
Hva er ønsket utseende?
Hvordan oppnås dette?
Hvorfor er dette så viktig?
Praktiske konturspregningsforsøk på utvalgte anlegg for å klarlegge hva som kan oppnås er derfor under utførelse.

2. HVA ER GOD KONTUR?

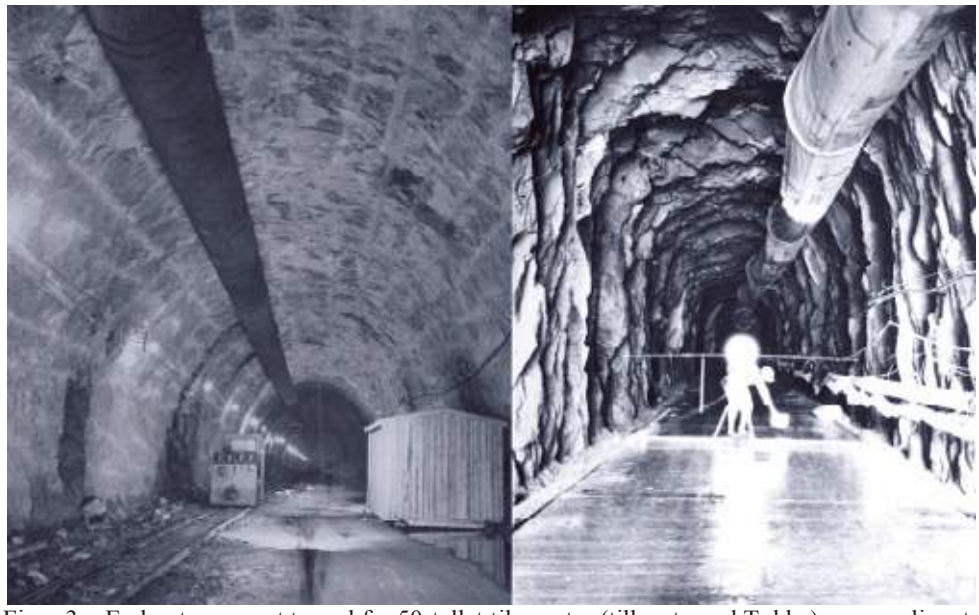
- Jevnest mulig tunnelprofil etter sprengning, dvs. parallelle og synlige borpiper, minst mulig utfall av berg og ingen gjenstående knøler.
- Oppnådd tunnelprofil skal ligge nærmest mulig prosjektert kontur, med tilstrekkelig plass til nødvendig sikring. Lite overmasser.
- Ikke bare for hver salve, men også mellom salvene, dvs. helst små og avrundete hakk i salveskjøtene (minst mulig stikning på konturhullene).



Figur 1: Lengdesnitt tunnel, f.eks. hengen sett fra siden: Begreper som prosjektert kontur, ansettlinje, stikning konturhull for å få plass til nytt ansett og overmasser.



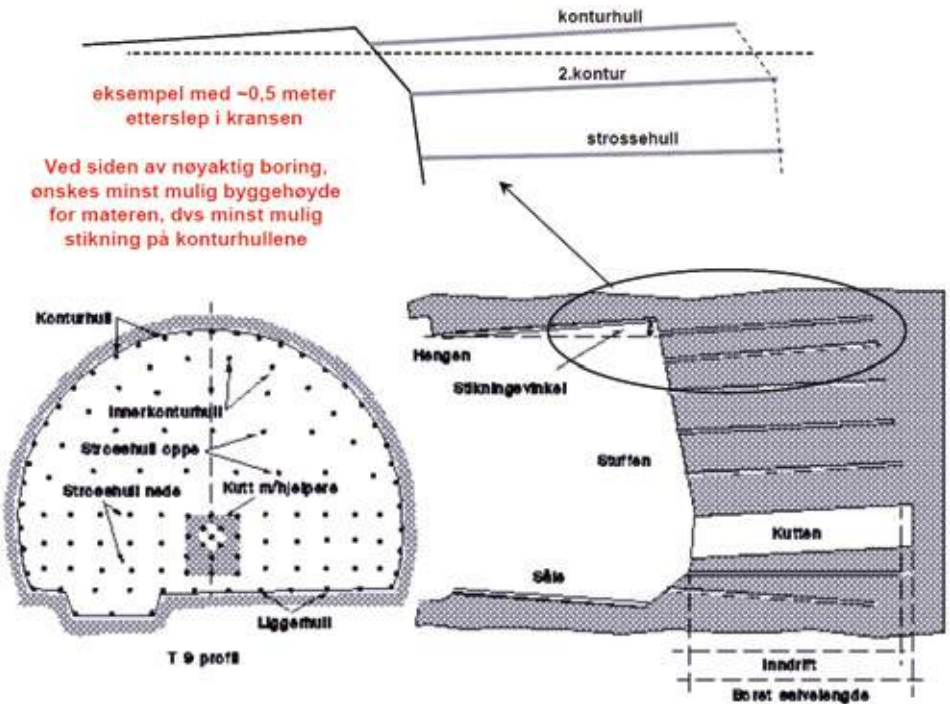
Figur 2: Eksempel på god kontur. Fra Fv.567 Hauge-Lonevågen på Osterøya, Hordaland. (foto Kari Bremnes).



Figur 3: En konturesprengt tunnel fra 50-tallet til venstre (tilløpstunnel Tokke) sammenlignet med en raskere og billigere sprengt tunnel fra 80-tallet til høyre (tilløpstunnel Litjfossen). Om vi vil forlenge levetiden og redusere vedlikeholdsbehovet (og -kostnadene) må det brukes mer ressurser i byggefasen (foto: NTNU). Det må legges til at bergartene i de to tunnelene er ganske ulike.

3. HVORDAN FÅ GOD KONTUR?

- Hovedprinsippet er svake og godt/jevnt fordelte ladninger med nøyaktig tenning, og samtidig tenning i konturhullene
- En gjennomtenkt bor- og ladeplan tilpasset både geologi og geometri
    - Tilstrekkelig med hull, redusert hullavstand/forsetning mot konturen og liten innspenning for det enkelte hull
    - Noe mer boring må til
    - Svakere ladninger i og nær konturen
    - Nøyaktige tennere (over til mer bruk av elektroniske)
    - Alle hull, spesielt i konturen, slutter på samme profil-nummer (rett, eller symmetrisk stuff tilstrebes)
    - 2.konturen har samme stikning som kransen
    - Et lite etterslep i kranshullene (f.eks. ½ meter, se figur 4)
- Endre bor- og ladeplan etter forholdene, helst ha flere planer liggende klare.
- Nøyaktig boring mht. både ansett og retning er viktig(!), mest mulig parallelle hull.
- Utnytte datariggene, bruke fulldata-modus iallfall i kontur og 2.kontur (raskere rigger, kortere tid på manuell (og personavhengig) posisjonering).
- En felles forståelse for viktigheten av god kontur, både hos entreprenør, byggherre og ikke minst stuffmannskapene.
- Unngå taktisk prising (billig kubikkmeterpris, høy sikringspris)
- Kvalitet og god kontur belønnes, ikke framdrift



Figur 4: En jevnere kontur mellom salvene kan oppnås med f.eks. 0,5m etterslep i kransen.

4. HVORFOR GOD KONTUR (BYGGEFASEN)

- Mindre (over)masser, kortere lastetid og redusert transport
- Mindre sprengningsskader på gjenstående berg
- Mindre driftsrensk, bedre HMS på stuff
- Redusert oppsprekking og mindre innlekkasje
- Redusert forbruk av bolter og (sprøyte)betong
- Enklere innredning, spesielt mht vann/frostsikring
- Reduserte byggekostnader
- Redusert byggetid (raskere syklus)
- Det ser rett og slett bedre ut, tegn på kvalitetsarbeide

5. HVORFOR GOD KONTUR (DRIFTSFASEN)

- Færre tiltak mht drift og vedlikehold, dermed reduserte kostnader
  - Redusert forfall i konturen, derfor
  - mindre rensk og ettersikring
  - Mindre vann, færre utskiftninger
  - Bedre HMS, også for trafikkantene
- Forlenget levetid (lenge til rehabilitering)

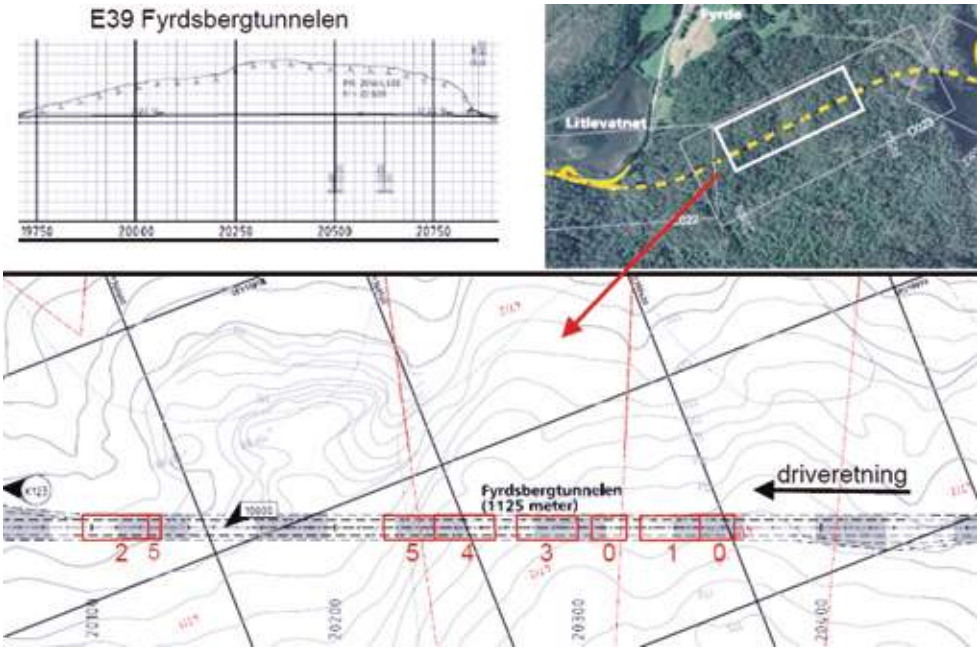
6. FULLSKALAFORSØK I TUNNEL

- er ikke noe nytt, ble f.eks. utført i Holmestrandtunnelen rundt 1980, selvfølgelig med datidens utstyr
- Konklusjonen den gang var ikke uventet at det for totaløkonomien var mye å hente på forsiktig sprengning (rensk/sikring, stabilitet/levetid)
- Nye forsøk med moderne utstyr ble gjennomført i Fyrdsbergtunnelen på E39 Kvivsvegen mellom Sunnmøre og Nordfjord senvinteren 2010
- Flere forsøk planlegges på StorKriFast (Høgset- og Eikremtunnelene)

Figur 5: Beliggenhet E39 Kvivsvegen med Fyrdsbergtunnelen og tunnelene på StorKriFast.

Forsøk nr.	1	2	3	4	5
Konturrast lades med	Emulsjon SSE 0,35 kg/m 2 kg/hull 6,4 MJ/hull 0,6 kg/m³ 1,9 MJ/m³ Nonel LP 6'	Emulsjon SSE 0,35 kg/m 1,8 kg/hull 5,8 MJ/hull 0,6 kg/m³ 1,9 MJ/m³ Nonel LP 6' (kortere streng)	Rørladninger Dynotex 1 0,20 kg/m 1 kg/hull 3,4 MJ/hull 0,7 kg/m³ 2,3 MJ/m³ Nonel LP 6'	Rørladninger Dynotex 1 0,20 kg/m 0,8 kg/hull 2,7 MJ/hull 0,7 kg/m³ 2,3 MJ/m³ Nonel LP 6'	Rørladninger Dynotex 3 0,24 kg/m 1,1 kg/hull 1,8 MJ/hull 1,4 kg/m³ 1,8 MJ/m³ Nonel LP 6'
Hullavstand x forsetning	0,7m x 0,9m	0,7m x 0,9m	0,5m x 0,5m	0,5m x 0,5m	0,3m x 0,5m
Nest ytterste rast lades med	Emulsjon SSE 0,8 kg/m 4,0 kg/hull 12,8 MJ/hull 0,75 kg/m³ 2,4 MJ/m³ Nonel LP 5,6'	Emulsjon SSE 0,8 kg/m 3,6 kg/hull 11,5 MJ/hull 0,75 kg/m³ 2,4 MJ/m³ Nonel LP 5,6'	Rørladninger Dynotex 1 0,20 kg/m 1 kg/hull 3,4 MJ/hull 0,7 kg/m³ 2,3 MJ/m³ Nonel LP 5,6'	Rørladninger Dynotex 1 0,20 kg/m 0,8 kg/hull 6,4 MJ/hull 0,7 kg/m³ 2,3 MJ/m³ Nonel LP 5,6'	Rørladninger Dynotex 3 0,24 kg/m 1,1 kg/hull 1,8 MJ/hull 1,4 kg/m³ 1,8 MJ/kg/m³ Nonel LP 5,6'

Figur 6: Bore/ladeplan på de 5 forsøksseriene, 5 stk etterfølgende 5m-salver på hvert forsøk.



Figur 7: Plassering av forsøksserie 1-5 i tunnelen. Serie 0 var ordinære salver, men registrert på samme måte som forsøkssalvene. Bergarten er en båndet, migmatittisk gneis,

7. RESULTATER

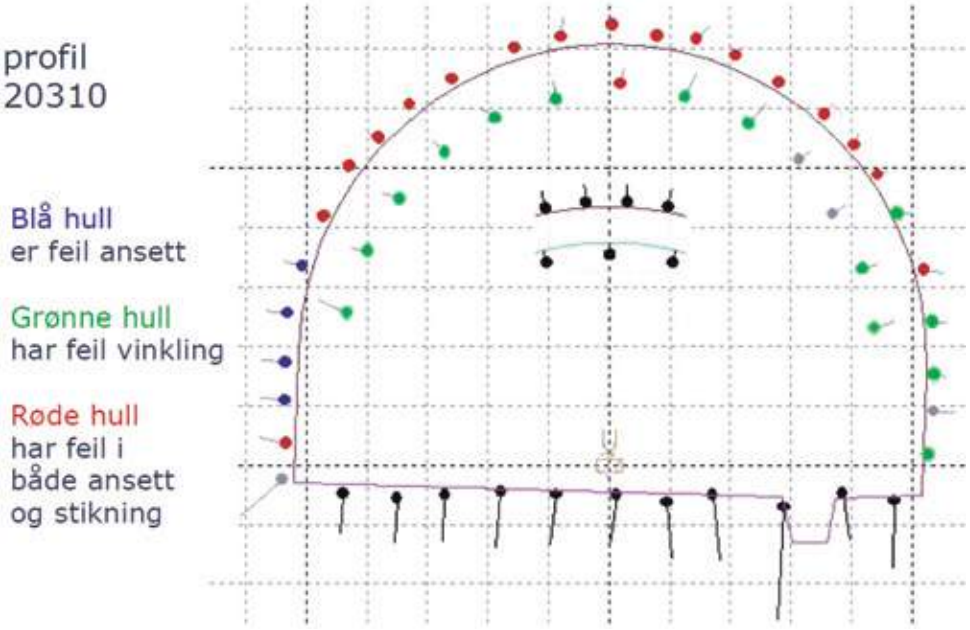
- Forsøkene ”plaget” av mye unøyaktig boring
  - Liten hensikt å variere hullavstand/ladningsmengde når feilboring overskygger effekten en ville ha fått av godt fordelte borhull med tilpasset ladning. (Bore-kvalitet overstyrer helt virkningen av ladeplanene).
  - Mye ansett utenfor ansettlinja, og med mindre stikning (noe som kan være fordelaktig mht. langsgående jevnhet)
  - Et fåtall av hullene er boret riktig med hensyn til ansett og/eller stikning.
  - Mistanke om avvik mellom logget stikning og virkelig stikning?
  - Må bruke fulldatabori ng i kontur og nest ytterste rast
  - og ta seg tid til nøyaktighet i tilfelle manuell overstyring
- Problemer med rørladningene
  - Detonerende lunte ble ikke benyttet i alle forsøk, mye udetonerte rør
  - Gjenstående knøler
  - Mye avgasser
  - Må utvikle løsninger med svake ladninger av emulsjon i konturhullene
    - Pumpe og ladeslange må kunne legge igjen tynn nok ladestreng langs hullet
    - Mulig å fylle sprengstoff i rør som så legges i hullet?
    - Revurdere bruk av detonerende lunte

- Til dels dårlig fjell
  - Lite annet å gjøre enn å forskyve forsøkene
  - Borparametertolkning (MWD) er et hjelpemiddel for varsling
  - I dårlig fjell er det spesielt viktig å bore mer og med god nøyaktighet, og bruke mindre ladning pr. hull
  - Men, "dårlig fjell" må ikke bli en unnskyldning for å la være å gjøre godt arbeid
- Treg dokumentasjon
  - Sent innkomne borlogger, sen/ingen innskjerping på borekvalitet, feilboring kunne delvis vært rettet opp.
  - Manglende krav og rutiner på levering av dokumentasjon.
  - Hele driveprosessen (boring, sprengning, lasting, sikring, og rapportering) må være velfungerende, før forsøk iverksettes.
- For mange ulike forsøk
  - Det var 5 stk ulike bor/ladeplaner
  - Kunne vært færre
  - Og heller flere salver pr. forsøk
- Forberedelse/gjennomføring
  - Manglende forberedelse fra entreprenør og byggherre
  - Gass- og rystelsesmålere for sent på plass
  - For lite informasjon til alle parter og alle nivå, men spesielt til driverne
  - For uerfarne folk til oppfølging på egen hånd
  - For dårlig oppfølging/kontroll fra prosjekteier (Vegdirektoratet)

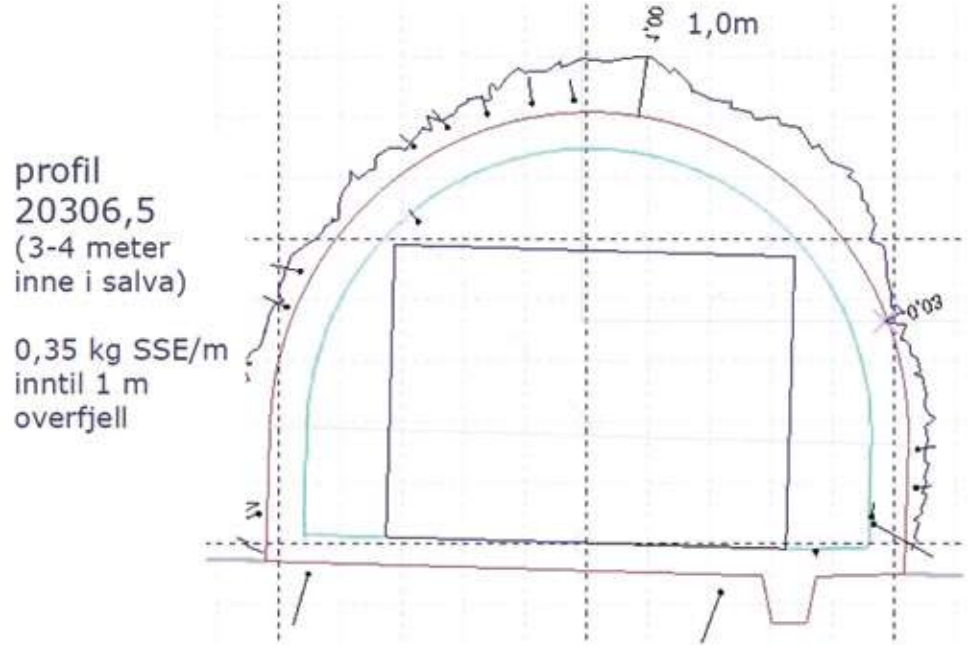
SLUTTKOMMENTARER

Bransjen vet hvordan jevn, god kontur oppnås. Prosesskoden/kontraktsformen kan endres:

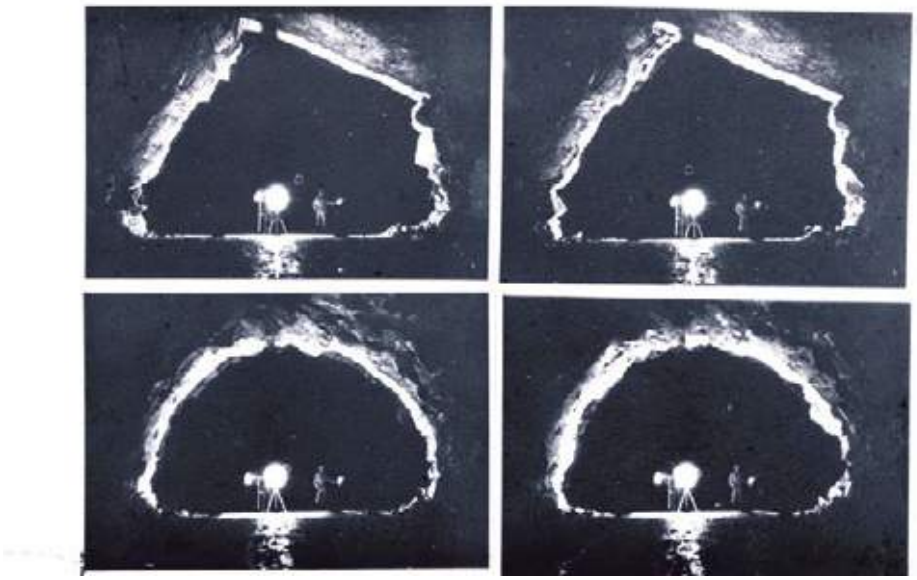
- Mindre vekt på akkordsystemet med premiering av framdrift
- Bort fra detaljerte beskrivelser av hvordan boring/sprengning skal utføres
- Inn med premiering av god, jevn kontur etter nøyaktig boring og skånsom sprengning, dvs et produktkrav.



Figur 8: Eksempel fra borloggen.



Figur 9: Etter sprengning; samme salve som boret på figur 8.



Figur 10: Geologien får ofte skylden for dårlig kontur, men tilpasses sprengningsteknikken godt nok til geologien? (fra NTNU).

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

NYE METODER FOR TUNNELDOKUMENTASJON

New documentation methods for road tunnels

Siv.ing Tore Humstad, Statens vegvesen Vegdirektoratet

SAMMENDRAG
Statens vegvesen har behov for å holde en god og enhetlig oversikt over geologien som registreres i norske vegtunneler. Geologien skal sammenstilles med bergsikringen etter hvert som den utføres på stuff, og inngå i beslutningsgrunnlaget for valg av permanentsikring.

Etatsprogrammet "Moderne vegtunneler" skal i perioden 2008 – 2011 arbeide med å utvikle en enhetlig strategi for vegtunneler i etaten. Denne strategien skal blant annet omfatte føringer for samling av relevant dokumentasjon av berget som tunnelens byggemateriale, bergklasser, tilhørende sikring, tolkning av borparametre, opplasting av foto og testdokumenter.

Underveis i prosjektet er det utviklet nye funksjoner i programvaren Novapoint Tunnel for kartlegging av geologi og sikring. Parallelt er det gjort forsøk på nye metoder for systematisk fotografering i tunneler, bruk av skannerdata og systematisk tolkning av borparametere.

SUMMARY
The Norwegian Public Road Administration needs to keep a good and consistent overview of the geology that is registered in their road tunnels. The geological registrations are to be linked with rock support as it is carried out in the tunnels, and will be a part of the decision basis for the dimensioning of permanent rock support.

The development and research programme "Modern road tunnels" will throughout the period 2008 - 2011 develop a unified strategy for road tunnels owned by the road administration. This strategy will include guidelines for the collection of relevant documentation of the rock mass as a building material, rock classes and associated rock support, interpretation of measured drilling parameters and uploaded photos and test documents.

During the project, it is developed new features in the software Novapoint Tunnel for underground mapping of geology and rock support. At the same time, new methods of systematic photographing of tunnels are tried out, along with the use of scanned data and interpretation of drilling parameters.

1. INNLEDNING

Statens vegvesen har behov for å holde en god og enhetlig oversikt over geologien som registreres i norske vegtunneler. Geologien skal sammenstilles med bergsikringen etter hvert som den utføres på stuff, og inngå i beslutningsgrunnlaget for valg av permanentsikring.

"Moderne vegtunneler" er et forsknings- og utviklingsprogram som ble startet etter flere hendelser i både europeiske og norske tunneler de siste tiårene. Programmet er delvis basert på føringer som ble gitt i en bransjerapport med forslag til endrede rutiner (Henning m.fl., 2007) og en rapport med evaluering av Statens vegvesens styringssystemer (Helgesen m.fl., 2007).

Førstnevnte rapport pekte på at den ingeniørgeologiske kartleggingen burde utføres mer enhetlig på de forskjellige anleggene og foreslo bruk av standardskjema ved kartlegging på stuff, og at dette skulle rentegnes før arkivering. Det ble også foreslått en systematikk for å sammenstille kartlegging med foto tatt på stuff. Sistenevnte rapport avdekket at de ingeniørgeologiske forholdene på enkelte anlegg ikke har vært systematisk kartlagt og at eksisterende dokumentasjon har vært mangelfull. Det har også vært avdekket at selv om sikringsmengder har vært rapportert godt nok i drivefasen, så har denne dokumentasjonen ikke alltid vært tilgjengelig for ettertiden.

Som svar på bl.a. ovennevnte utfordringer, skal "Moderne vegtunneler" i perioden 2008 – 2011 arbeide med å utvikle en enhetlig strategi for vegtunneler i etaten. Denne strategien skal blant annet omfatte føringer for samling av relevant dokumentasjon av berget som tunnelens byggemateriale, bergklasser, tilhørende sikring, tolkning av borparametre, opplasting av foto og testdokumenter.

Et delprosjektet som har ansvaret for denne dokumentasjonen har i hovedsak dreid seg om videreutvikling av planleggingsprogramvaren Novapoint. Dette er et program som Statens vegvesen benytter til planlegging og prosjektering av veger, bruer og tunneler. Den nye funksjonaliteten inngår i modulen Novapoint Tunnel og er kalt "Geologi og bergsikring". Denne er utviklet i samarbeid mellom Statens vegvesens Tunnel- og betongseksjon og leverandøren Vianova Systems AS.

Statens vegvesens prosjektgruppe i utviklingen av den aktuelle funksjonaliteten i Novapoint Tunnel har bestått av Alf Kveen, Are Håvard Høien og Tore Humstad. Jan Erik Hoel i Vianova har ledet leverandørens arbeid. Dette har vært utført av en rekke systemutviklere i Norge, Sverige, Vietnam og Thailand. Første versjon av programpakken ble levert høsten 2009. De tre undersjøiske tunnelene på T-forbindelsen ved Karmøy var, sammen med Lørentunnelen i Oslo og de fire tunnelene på Kvivsvegen i Volda og Hornindal, først ute med å ta det ferdige programmet i bruk. Denne versjonen er bl.a. presentert av Høien (2009).

Mesteparten av kontrollingeniørens og ingeniørgeologens kartlegging kan legges direkte inn i Novapoint Tunnel. I tillegg er det mulig å laste opp data fra en rekke andre kilder. På denne måten er det mulig å samle all relevant informasjon på ett sted, slik at grunnlagsdata lagres for ettertiden sammen med "som bygget"-tegninger. Krav til sammenstilling av dokumentasjon er formulert slik i Statens vegvesen håndbok 021:

Teknisk sluttrapport skal inneholde geologisk/ingeniørgeologisk dokumentasjon med kartlegging og beskrivelse, rapport over bergforholdene og samlet utført sikring (for

eksempel Novapoint Tunnel: Geologi og bergsikring). Bakgrunnsmaterialet skal også inkluderes og arkiveres. Den elektroniske dokumentasjonen skal være søkbar og klargjort for lagring i database.

Eksempler på andre datatyper som det har vært satset på de siste årene, og som kan lastes opp som bakgrunnsmateriale i programmet, er:

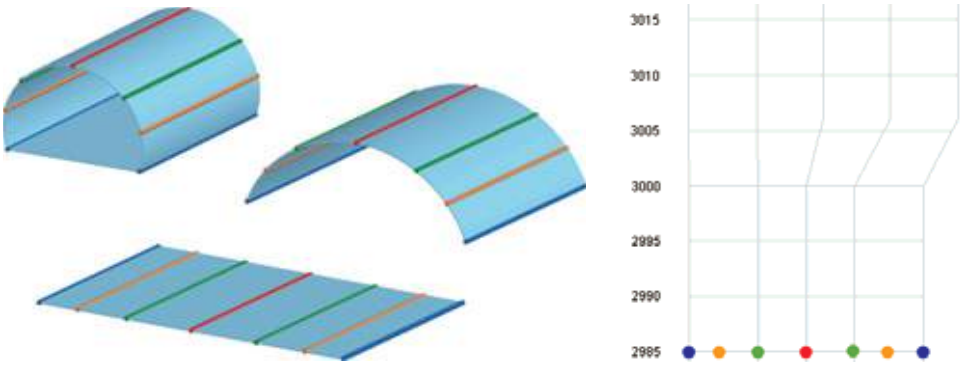
- Skannerdata (ved f.eks. planlegging av strossing eller dokumentasjon av kontur og sprøytebetongtykkelse)
- Borparametertolkning (tolkede MWD-data)
- Systematisk fotografering av tunnelflater

2. INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGGING I NY PROGRAMVARE

Den geologiske kartleggingen i Statens vegvesens tunneler foregår etter følgende prosess når Novapoint Tunnel benyttes:

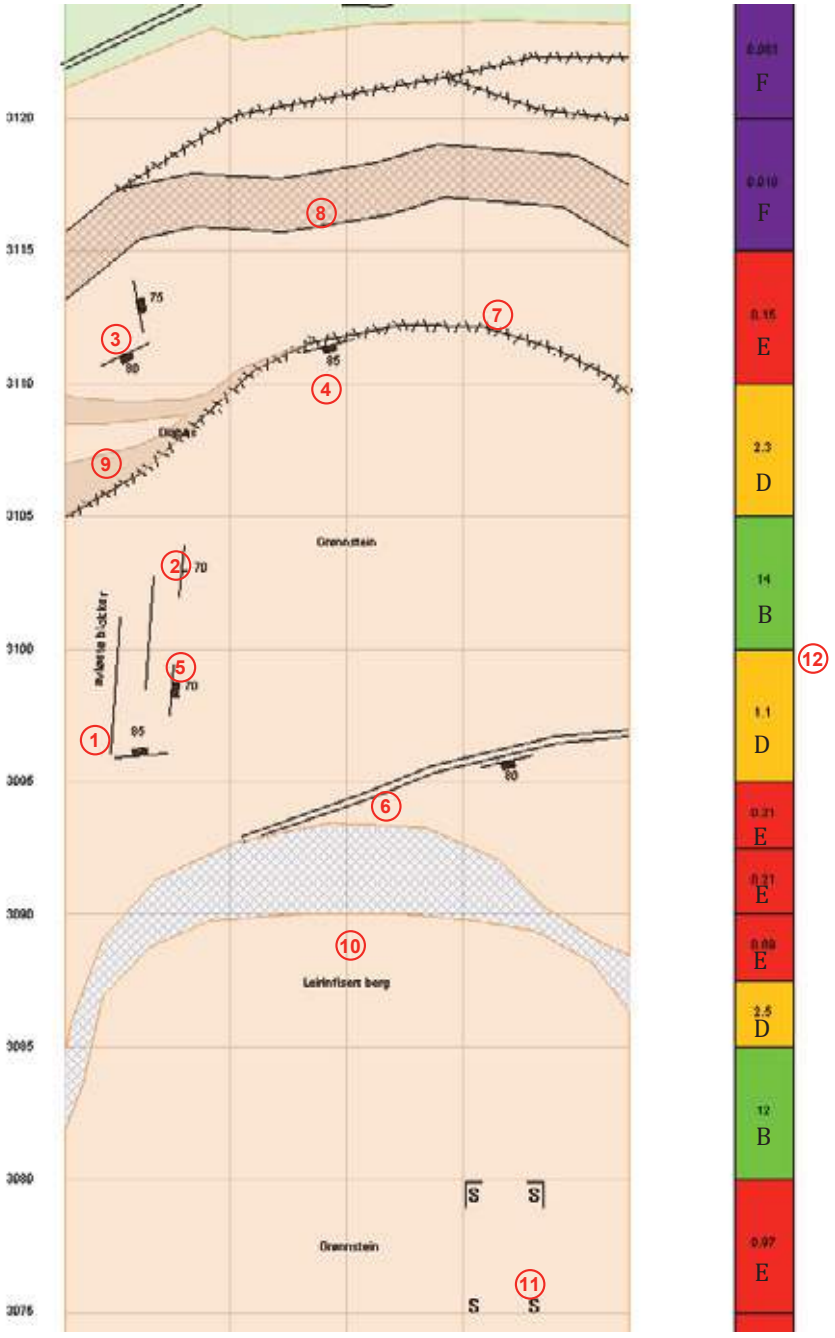
1. Generere tunnel-utbrett ut fra vegmodell, terrengmodell og tunnelgeometri
2. Skrive ut kartleggingsskjema fra programvaren og utføre kartlegging på stuff
3. Overføre kartleggingsdata til programvaren.
4. Oppdatere med utførte sikringsmengder
5. Laste opp relevante bakgrunnsbilder og øvrig dokumentasjon
6. Sammenstille alle data og gjøre en totalvurdering av behov for permanentsikring og behov for eventuell tilleggsdokumentasjon og -analyser
7. Produsere rapporter av bergmasse, utførte sikringsmengder, skiftlogger og tegninger

Punkt 2-6 gjentar seg for hver salve gjennom hele drivefasen.
Både kartleggingsskjemaet og datapresentasjonen i selve programvaren baserer seg på et såkalt utbrett av tunnelen. Det vil si at vegger og heng "brettes" ut som veggflaten i en halvsylinder. Selv om observasjonene gjøres inne i tunnelen, skal de tegnes over på utbrettet som om de var observert fra "utsiden". Som hjelpelinjer tegnes følgende automatisk ut: overgangen mellom vegg og såle, vederlag og heng. Dette er illustrert i figur 1.



Figur 1: *Prinsipp av utbrettsprofil. Blå linje: overgang vegg/såle, oransje: midt i vegg, grønn: vederlag, rød: midt i heng. Til høyre er utbrettsprofilet slik det vises i Novapoint Tunnel der de fargede prikkene viser til tilsvarende linjer. "Midt i vegg" tegnes ikke ut i Novapoint, men ligger inne i datamodellen for angivelse av bergsikring (illustrasjon: Are Håvard Høien).*

Figur 2 viser hvordan tunnelflatene kan se ut i Novapoint Tunnel når geologien er kartlagt i utbrettet tunnel. Numrene på figuren angir geologiske kategorier som er nærmere beskrevet i tabell 1.



Figur 2: *Eksempler på bruk av geologiske symboler i tunnelutbrettet. Nummer på tegning refererer til tabell 1.*

De geologiske elementene man legger inn skal tas med på grunnlag av egenskaper som har betydning for stabilitet og stabilitetsutvikling. Tabell 1 viser hvilke funksjoner som finnes for registrering av geologi. Tallene i parentes viser til eksempler i figur 2.

Tabell 1: Funksjoner for geologiske registreringer (tall i parentes refererer til figur 2)

	Fritekst for korte kommentarer til registreringen (1).
	Foliasjonstegnet (2) brukes for å beskrive lagdelingen i bergarten man er i. Har man et sprekkesett i foliasjonsretningen, må man legge inn dette i tillegg til foliasjonstegnet (som en diskontinuitet, se nedenfor).
	Diskontinuitet brukes både til å angi sprekkesett (3) og til å vise strøk/fall på enkelte slepper/svakhetssoner (4). For sprekkesett bør man i egenskapstabellen legge inn et gjennomsnittlig antall sprekker pr meter.
	Enkeltsprekker (5). Ikke alle sprekker skal legges inn da dette vil føre til at tegningen blir uoversiktlig. Prioroter gjennomsettende og utholdende sprekker, og sprekker som det sikres spesielt for.
	Slepper (6) brukes for tydelige og materialfylte diskontinuiteter.
	Svakhetssone med mektighet < 1m (7).
	Svakhetssone med mektighet > 1m (8).
	Bergartsområde (9). Kan også brukes til å legge inn svakhetssoner med irregulær form, dvs. varierende mektighet (10).
	Bergartsintervall (10) kan brukes dersom det er liten variasjon i bergarter.
	Bergslagsintervall (11) legges inn i områder med bergslag med intensitet klassifisert som i Q-systemet.
	Bergklasse/Q-verdier. Parametrene i Q-verdien (12) velges fra liste, eller skrives direkte inn.

I tillegg til ovennevnte geologiske egenskaper, er det mulig å legge inn en rekke detaljerte metadata for hver registrering.

I tillegg til geologien på stuff, er det mulig for å legge inn følgende elementer:

- Vannlekkasjer
- Utført bergsikring og injeksjon
- Utført vann- og frostsikring
- Skiftlogg og salvelogg

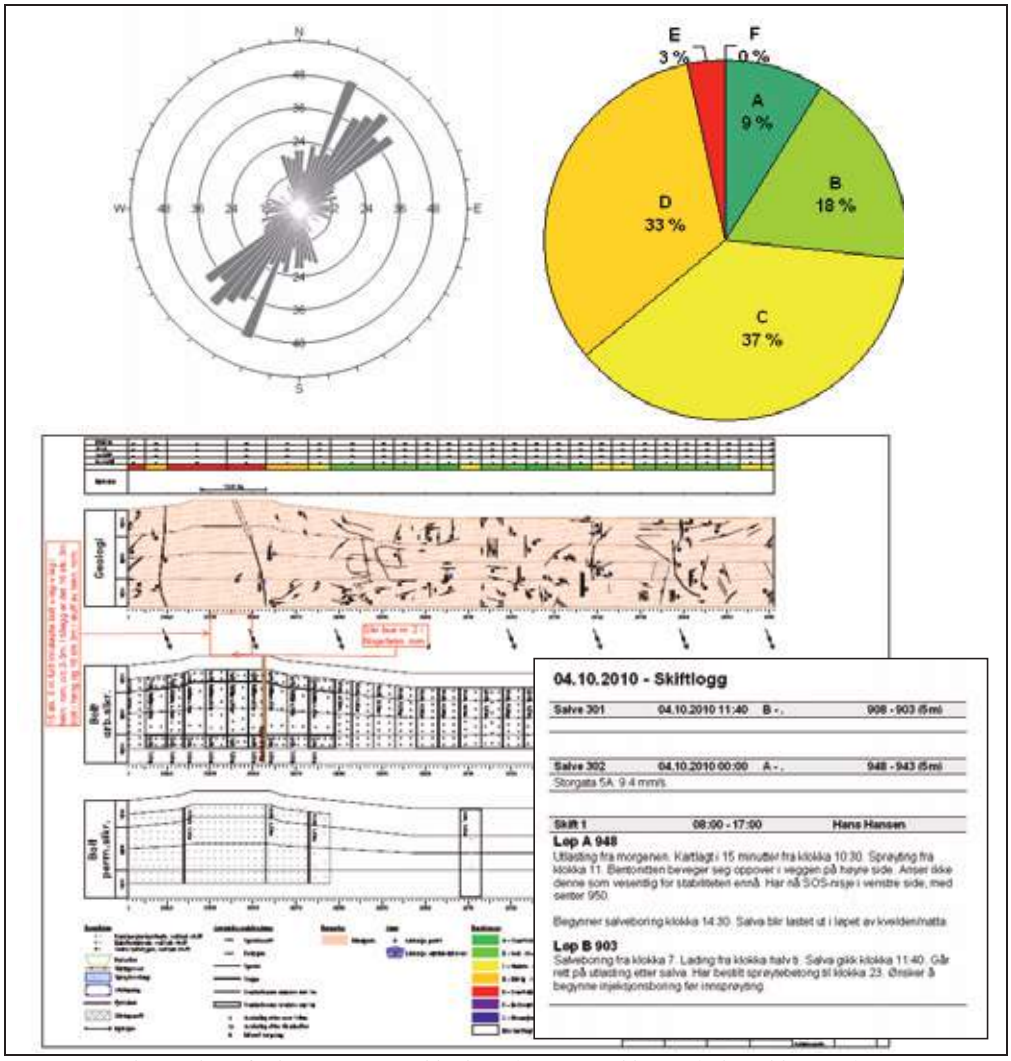
For øvrig kan følgende dokumenter og data lastes opp:

- Lab.-rapporter (for eksempel undersøkelser av leirprøver)
- Testdokumenter (tykkelseskontroll, prøvetrekking etc.)
- Data fra MWD-logging
- Bilder fra spredte lokaliteter i tunnelen
- Bakgrunnsbilder (tolkede borparametere, foto og håndskisser)

For tunneler som er kartlagt med Novapoint Tunnel er det mulig å generere følgende rapporter:

- Sprekkedata (Excel)
- Bergklasser/Q-verdier (Excel)
- Utført bergsikring (Excel)
- Loggbok (salve- og skiftlogg) (Word)
- Tegninger (AutoCAD)

Eksempler på slik dokumentasjon er vist i figur 3.



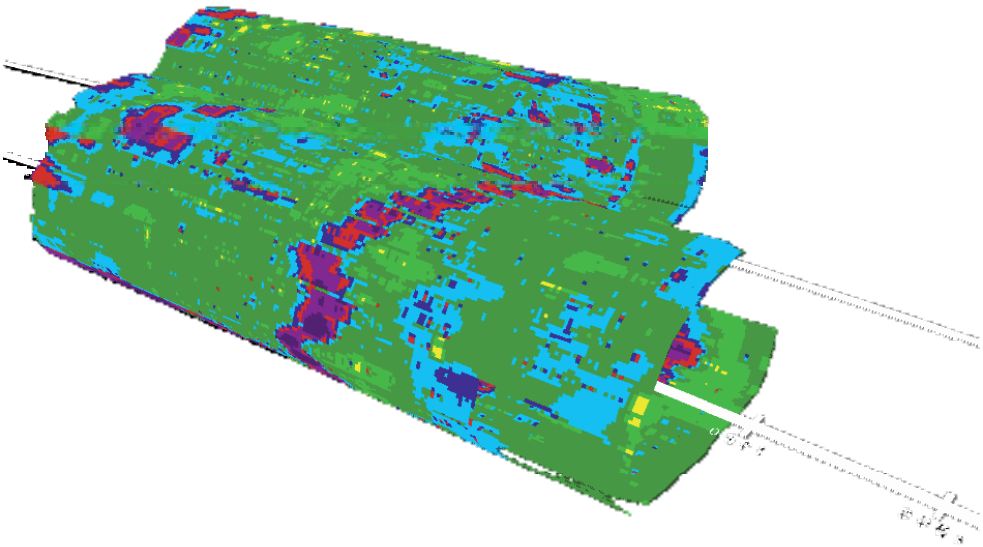
Figur 3: *Eksempler på eksport av sprekkedata (vist i sprekkerose), bergklasser (vist i kakediagram), tekst fra loggbok og tegning generert i AutoCad.*

3. BORPARAMETERTOLKNING (TOLKEDE MWD-DATA)

For vegtunneler drevet i Statens vegvesens regi har det i løpet av det siste året blitt vanlig at borriggene skal være utstyrt med automatisk logging av borehullsdata (MWD – Measurement While Drilling) og at disse dataene skal gjennomgå en tolkningsprosess før data oversendes til byggherre. For å få en best mulig gjennomgående dataserie, blir det ofte stilt krav til at det skal logges og tolkes data for samtlige borehull (sonderboring, injeksjons- og kontrollhull, salveboring og bolteboring).

Det er en målsetning at tolkede data skal kunne brukes i en kontinuerlig analyse av oppsprekkingsgrad, hardhet og vannlekkasjer i tunnelen. Det er ofte stilt krav om at bordata skal overføres til byggherren fortløpende uten ubegrunnet opphold etter at boring er fullført - og senest før neste boring er påbegynt. Byggherren varsles når nye data foreligger. En slik borparametertolkning gir en relativt objektiv og sammenhengende dataserie og utgjør derfor et viktig og personuavhengig supplement til kartleggingen som utføres av den enkelte skiftingeniør på stuff.

Figur 4 viser tolkede boredata fra de to tunnelløpene på Lørentunnelen i Oslo.



***Figur 4**: Tolkede boredata fra de to løpene på Lørentunnelen i Oslo. De røde/lilla fargene viser de antatt hardeste bergartene (i dette tilfellet en diabasgang), mens de grønne fargene viser de antatt mykeste (illustrasjon; Rockma System AB).*

4. SYSTEMATISK FOTOGRAFERING

I forbindelse med rehabilitering av gamle tunneler kan det ofte vise seg vanskelig å få tak i sammenstilte ingeniørgeologiske data, og man har ikke samme mulighet til kartlegge på stuff som ved driving av nye tunneler. Det kan derfor være aktuelt å gjøre en systematisk fotografering av alle tunneflater før ny sikring besluttes og utføres i rehabiliteringsfasen. På denne måten kan en sikre seg verdifulle opplysninger om hvordan bergforholdene var da

rehabiliteringen startet og før sprøytebetong og vannsikring dekket bergflatene for all framtid. Slik systematisk fotografering ble blant annet utført ved rehabilitering av Freifjordtunnelen (5 km) på Nordmøre i 2009 og Streketunnelen (1 km) på Sunnmøre i 2010. Se eksempel på dette i figur 5.

Figur 5*: Systematisk fotografering av tunnelflater kan ved sammenliming gi fotomontasjer som denne fra Streketunnelen i Hellesylt i Møre og Romsdal. Figuren viser en sammenhengende fotoremse på ca 20 x 60 meter. I dette tilfellet er metoden brukt ved rehabilitering av eksisterende tunnel (legg merke til lampene i hengen).Fotomontasjen består av 20-25 enkeltbilder som er limt sammen.*

5. DEMONSTRASJON AV NYE METODER

Hoveddelen av innlegget består av en demonstrasjon av programvare og rapportfunkjsoner på Fjellsprengingsdagen 25. november 2010.

REFERANSER

Helgesen, O., Stenstadvold, M., Sæveraas, R., Bergh C.H og Korsvold H. (2007): Statens vegvesens systemer for rapportering og formidling av styringsinformasjon. Perioden med utbygging av E18 i nordre Vestfold og i dag. Rapport 5969, oppdrag for Samferdselsdepartemenget. AGENDA Utredning & Utvikling AS., 15. okt. 2007.

Henning, J. E., Birkeland, Ø., Bollingmo, P., Brendbekken.G., Iversen E., Johansen A. D., Kvåle, J., Lindstrøm M., Nilsen F., Rohde, J. (2007): Tunnelsikkerhet. Rapport utarbeidet av bransjesammensatt arbeidsgruppe bestående av RIF, MEF, EBA og Statens vegvesen, datert 11. juni 2007.

Høien, A. H. (2009): Novapoint Tunnel. Ny modul for geologi og bergsikring. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk, Oslo 26. november 2009.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

REHABILITERING AV RV.70 FREIFJORDTUNNELEN- FØRINGER FRA ARBEIDSTILSYNET, TRAFIKKAVVIKLING – FOU og ARBEIDSMILJØ

Rehabilitation of Rv.70 Freifjordtunnel - with respect to traffic.

Carina Farstad, geolog/kontrollingeniør Statens vegvesen, Region Midt, Prosjekt Storkrifast
Jan Erik Lien, sivilingeniør/senioringeniør, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Figur 1: Kart over Freifjordtunnelen(stiplet rød linje), tidl. Byggeleder J.M.Frisvoll og bilde på hvordan tunnelen er tenkt å skulle framstå ved ferdigstillelse.(foto: SVV)

SAMMENDRAG:

Statens vegvesen Region midt startet høsten 2009 med renoveringen av Rv.70 Freifjordtunnelen. Hensikten med renoveringen er at vannsikring, belysning og vifter skal skiftes ut, og tunnelen blir oppgradert til moderne standard. Alle sikkerhetssystemer blir etter dagens krav. Tunnelen vil framstå som lys og tørr 17.desember 2010. NCC constructions AS vant anbudet og fikk oppdraget med renoveringen.

Renoveringen av tunnelen har ført til utfordringer med hensyn til trafikkavvikling. Det arbeides på kveld og natt, og gjennomføres med kolonnekjøring. På dagtid er tunnelen åpen for ferdsel i to kjørefelt.

SUMMARY:
August 2009 SVV started the rehabilitation of Rv.70 the Freifjord tunnel. The intention with the rehabilitation is to replace water protection, lighting and fans, and to upgrade the tunnel to modern standard and current requirement. The tunnel will appear as light and dry at December 17. 2010. NCC constructions AS won the tender competition and got the job with the renovation.

Renovation of the tunnel has caused some challenges when it comes to traffic because the rehabilitation is going side by side with the convoy through the tunnel by night. At daytime the tunnel is open for normal traffic in two lanes.

INNLEDNING

Freifjordtunnelen(Rv.70) ble åpnet for trafikk i 1992, og er en del av Krifastsambandet på hovedferdselsåren mellom Kristiansund og Molde. Freifjordtunnelen er definert som stamveg. Ved åpningen var tunnelen verdens lengste undersjøiske veitunnel, med lengde 5086 m og dybde 130 m under havets overflate. Største stigning i Freifjordtunnelen er 9 %. Tunnelen har 3 felt i oppstigningene og 2 felt gjennom lavbrekket.

Bilde 2: Freifjordtunnelen under rehabilitering.(Foto: Carina Farstad)

I 2006 ble det uisolerte hvelvet demontert da innfestingene på fjellbolt sviktet, og faren for nedfall var overhengende. Tunnelen har etter dette manglet vannsikring. Tunnelen har fremstått som mørk og fuktig, og vil etter renoveringen fremstå som lys, moderne og trafikksikker.

Rehabilitering av Ålesundstunnelene ble startet opp høsten 2006. Arbeidet ble gjennomført som nattarbeid og trafikken ble avviklet ved kolonnekjøring. Etter at det ble meldt om flere uønskede hendelser knyttet til trafikkavvikling, valgte Arbeidstilsynet å stanse arbeidet i desember 2006. Arbeidstilsynet konkluderte med at ”trafikkavvikling parallelt med rehabilitering av Ålesundstunnelene vil kunne medføre en uforsvarlig høy belastning og risiko for tunnelarbeiderne”. Statens vegvesen klaget på stansingsvedtaket, men klagen ble ikke tatt til følge. Kontrakten ble hevet.

Arbeidstilsynet stilte krav om at tunnelen skulle være stengt for trafikk mens rehabiliterings-arbeidene pågikk av hensyn til sikkerheten til arbeidstakerne. Statens vegvesen måtte akseptere dette og Arbeidstilsynet opphevet dermed stansingsvedtaket. Rehabiliteringen av Ålesundstunnelene ble utlyst på nytt i 2007.

Statens vegvesen hadde lagt til grunn samme opplegg som i Ålesundstunnelene – avvikling av trafikk parallelt med at arbeidene i tunnelen pågikk - ved rehabilitering av Freifjordtunnelen. Arbeidstilsynet fattet følgende vedtak i brev av 14. desember 2007:

VEDTAK:

1. *I medhold av arbeidsmiljøloven § 18-6 (1), jfr. forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser §§ 8, 11 og 12b beslutter Arbeidstilsynet at det planlagte rehabiliteringsarbeidet i Freifjordtunnelen må gjennomføres uten at arbeidet utføres samtidig som publikums- og nyttetrafikk avvikles.*

2. *Nattarbeid aksepteres da arbeidets art antas å komme inn under AML § 10-11 (2). Arbeidstidsordninger forutsettes å ta hensyn til de forhold som er nevnt i saksutredningen. Det forutsettes at dette inntas i HMS-planen og at HMS-planen blir en del av anbudsgrunnlaget.*

3. *Med hensyn til fremtidig drift og vedlikehold av tunnelen skal det i henhold til byggherreforskriften § 12c utarbeides en dokumentasjon og informasjon som har betydning for sikkerhet og helse ved fremtidige arbeider, eksempelvis inspeksjon av berg bak utmurskring, graving, fremtidig utstyrsmontering og generelt fremtidig vedlikehold (eksempelvis kartlegging av høyspentledninger).*

Statens vegvesen klaget på vedtakets punkt 1 med begrunnelse i at omfanget av arbeidene i Freifjordtunnelen var mye mindre enn det som var tilfellet i Ålesundstunnelene. I tillegg var trafikkmengdene (ÅDT) i Freifjordtunnelen atskillig lavere enn i Ålesundstunnelene og avvikling av trafikk ved kolonnekjøring ble vurdert som forsvarlig kombinert med nødvendige sikkerhetstiltak i tunnelen som avsperring av arbeidsområdet mot trafikken.

Arbeidstilsynet omgjorde sitt vedtak fra desember 2007 i brev av 29. februar 2008 der Statens vegvesen fikk tillatelse til å gjennomføre rehabiliteringen av Freifjordtunnelen som planlagt under forutsetning av at følgende vilkår ble ivaretatt:

VEDTAK:
Arbeidstilsynet vil etter en samlet vurdering omgjøre pkt 1 i vedtaket av 14.12.2007, jfr. fvl. § 33 og treffer følgende vedtak:

1. I medhold av arbeidsmiljøloven § 18-6 (1), jfr. forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser §§ 8, 11 og 12b beslutter Arbeidstilsynet at det planlagte rehabiliteringsarbeidet i Freifjordtunnelen kan gjennomføres samtidig som publikums- og nyttetrafikk avvikles.

Arbeidstilsynet kan med hjemmel i arbeidsmiljøloven § 18-6, 6. ledd sette nærmere bestemte vilkår i forbindelse med enkeltvedtak. Arbeidstilsynet setter følgende vilkår for at arbeidene kan gjennomføres samtidig med trafikkavvikling:

a) Statens Vegvesen må innarbeide de presiseringer og avklaringer som fremkommer i sitt brev av 12.02.2008 i prosjektets HMS-plan etter bygherreforskriftens §§ 8, 11 og 12b. I tillegg må SVV innarbeide de momenter og anmerkninger som Arbeidstilsynet har beskrevet under "regionens vurdering" i denne saksutredningen.
   I HMS-planen må det redegjøres nærmere for følgende forhold:
   - etterslepet på kunnskap om kvartsinnhold i berget
   - mulig udetekterbare overskridelser av administrativ norm for NO_2, spesielt i lys av SVV's ambisjon om at "grenseverdiene for dette prosjektet settes til ¼ av administrativ norm".
   - Nærmere presisering av hva SVV mener med "mye ultrafint støv", og hvordan dette tenkes målt.
b) Etter 2 måneder drift , og for hver 2. måned i gjennomføringsperioden, skal Statens Vegvesen sørge for at det arrangeres et statusmøte der det fremlegges den dokumentasjon som er nødvendig for å fastslå at alle de påpekte forhold er under kontroll, og innenfor de grensene som er satt. Arbeidstilsynet Region Midt-Norge skal inviteres til å delta på statusmøtene.
c) Nattarbeid i tunnel skal som risikofaktor sidestilles med de yrkeshygieniske og tekniske risikofaktorene. Et oppfølgingsprogram som ivaretar enkeltindividet mht. belastningene med denne type nattarbeid må etableres og dokumenteres på statusmøtene.
d) På statusmøtene skal det også fremlegges fullstendige rapporter om ulykker og farlige forhold som har oppstått i foregående periode.
e) Arbeidstilsynet forutsetter at det i forbindelse med prosjektet etableres et FoU-prosjekt, slik SVV har skissert, bestående av personer med dokumentert kompetanse bl.a. innen yrkeshygiene, arbeidsmedisin og teknisk ulykkesfare. Det forutsettes at alle virksomheter som skal utføre arbeider i tunnelen omfattes av dette FoU-prosjektet. Arbeidstilsynet ser det som naturlig at statusmøtene også benyttes til å fremlegge statusrapporter fra FoU-prosjektet. Etter at FoU-prosjektet er sluttført, skal det fra FoU-prosjektet utarbeides en sluttrapport.

2. Nattarbeid aksepteres da arbeidets art antas å komme inn under AML § 10-11 (2). Arbeidstidsordninger forutsettes å ta hensyn til de forhold som er nevnt i saksutredningen. Det forutsettes at dette inntas i HMS-planen og at HMS-planen blir en del av anbudsgrunnlaget.

3. Med hensyn til fremtidig drift og vedlikehold av tunnelen skal det i henhold til byggherreforskriften § 12c utarbeides en dokumentasjon og informasjon som har betydning for sikkerhet og helse ved fremtidige arbeider, eksempelvis inspeksjon av berg bak vannsikring, graving, fremtidig utstyrsmontering og generelt fremtidig vedlikehold (eksempelvis kartlegging av høyspentledninger).

Vegdirektoratet påtok seg ansvaret for gjennomføring av FoU-prosjektet som ett av vilkårene i vedtaket fra Arbeidstilsynet. Det ble inngått kontrakt med Arbeidsmedisinsk avdeling ved St. Olavs Hospital i Trondheim om gjennomføring av FoU-prosjektet knyttet til rehabilitering av Freifjordtunnelen i henhold til vilkåret fra Arbeidstilsynet.

3. august 2009 startet rehabiliteringen av den undersjøiske Freifjordtunnelen. Etter bl.a. utskifting av alle tekniske installasjoner, vil tunnelen stå ferdig i desember 2010.

Resterende teknisk utstyr har en slik teknisk tilstand at det er sterkt påkrevd med utskifting. I 2007 ble det supplert med nye vifter etter hvert som de gamle sviktet. Dette ble gjort for å sikre kravet til brannventilasjon. Det har blitt kjøpt ekstra vasking og feiing, og gjort det som er driftsmessig mulig for å holde Freifjordtunnelen i akseptabel stand i påvente av renovering. Siden tunnelen framstår som mørk og fuktig ble fartsgrensen satt ned til 70 km/t i april 2008. Årsdøgntrafikken (ÅDT) i Freifjordtunnelen var i 2007 ca 2 500.

I forkant av selve renoveringen har det vært en del forberedelser, som har bestått i bl.a:

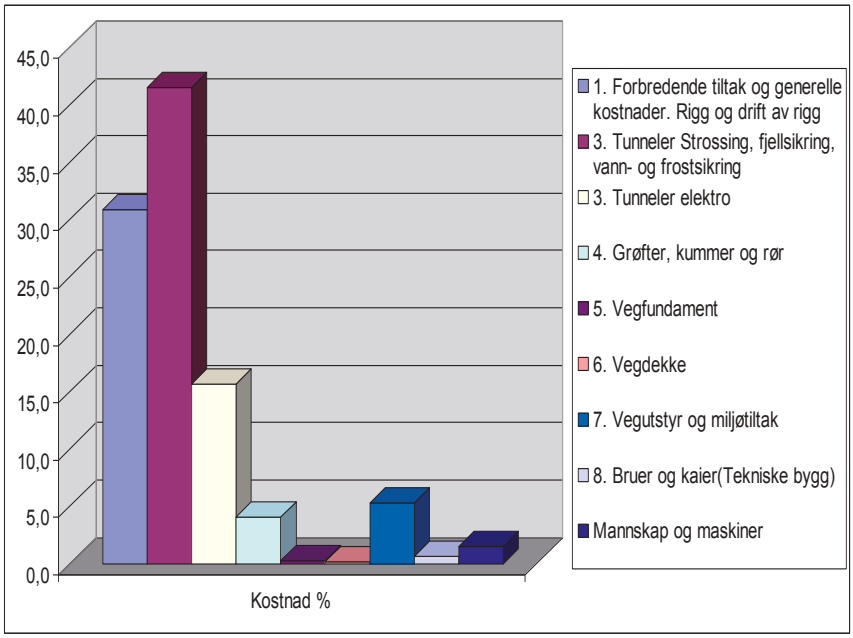
- **Riving av hvelv**
- **Tilstandskartlegging:**
  - Geologi
  - Vurdering av supplerende sikring (bolting/ sprøytebetong)
  - Innlekkasjer
  - Geometri
  - Fotografering
- **Fjellsikring:**
  - Manuell rensk

Arbeidsoppgavene knyttet til renoveringsarbeidet NCC utfører er bl.a:

- Rensk og fjellsikring
- Strossing. Større snunisjer. 4 stk.Tekniske rom
- Vann- og frostsikring 100% ca.94000m2
- Betongrekkverk
- Nye vifter 42 stk. 14 kW
- Armaturer 550 stk.
- SOS-nødstasjoner og øvrig sikkerhetsutrustning
- Kursopplegg/styringssystem for elektronisk instalasjoner
- Alle kommunikasjonskanaler nyetableres

FINANSIERING

Da Freifjordtunnelen stod ferdig i 1992 var kostnadene 200 mill. kr. Rehabilitering av Freifjordtunnelen vil koste ca. 245 mill. kr.(statlige midler med noe forskuttering av Fastlandsfinans i 2008 kr.) Det ble iverksatt låneopptak for å komme i gang i 2009. M/R dekker renter.



Figur 1: Fordeling av kostnader på aktiviteter.

KRAV I KONTRAKT

Utdrag fra kontraktens kap. D2. pkt. 6.7:

Arbeidsvarsling/trafikkavvikling

Arbeidsvarsling utføres i samsvar med vegvesenets håndbok 051 Arbeidsvarsling. Personell som dirigerer trafikk skal benytte vernejakke som oppfyller fastsatte krav til synlighet/refleksjon.

Arbeidsvarslingsplan skal utarbeides av entreprenøren og godkjennes av Statens vegvesen.. Brudd på bestemmelsene i godkjent varslingsplan/vedtak medfører sanksjoner i hht. kontrakten.

Trafikkavvikling skal gjennomføres med ledebil. Ledebil og trafikkdirigent skal skjermes fysisk i ventesonen. Det skal monteres bommer med tilhørende varsling og signalanlegg. Kjørebanen skal reguleres med sperremateriell slik at forbikjøring i tunnelen hindres. Trafikkdirigentene skal ha åpent samband med hverandre, arbeidsstedet og ledebil. Trafikkregulerende skilt i tunnelen skal alltid være innvendig belyst. I tunnelen skal gjenstående materiell alltid sikres med rekkverk/miniguard.

Alle pågående arbeider skal skjermes mot trafikkarealet med rekkverk/miniguard og støtputebil(som skal være godkjent).

Arbeidsvarsling skal i hvert tilfelle dokumenteres av entreprenøren, arbeidsvarslingslogg. Den ansvarlige skal kunne dokumentere godkjent opplæring(Arbeidsvarslingskurs)I tillegg skal en person i entreprenørens ledelse ha godkjent opplæring.

I den delen av døgnet det skal utføres anleggsarbeid, skal det også legges opp til at utrykningskjøretøy kan passere(en kjørebane) utenom at det er trafikkavvikling med ledebil. Trafikkdirigent/vakt skal avklare om utrykningskjøretøy kan passere. Trafikkdirigenten skal informere utrykningskjøretøy om hvor i tunnelen arbeid foregår og om at blålys skal benyttes.

På strekninger som mangler kantstein el. Skal arbeidsvarslingen utføres på en slik måte at trafikantene sikres god optisk ledning.

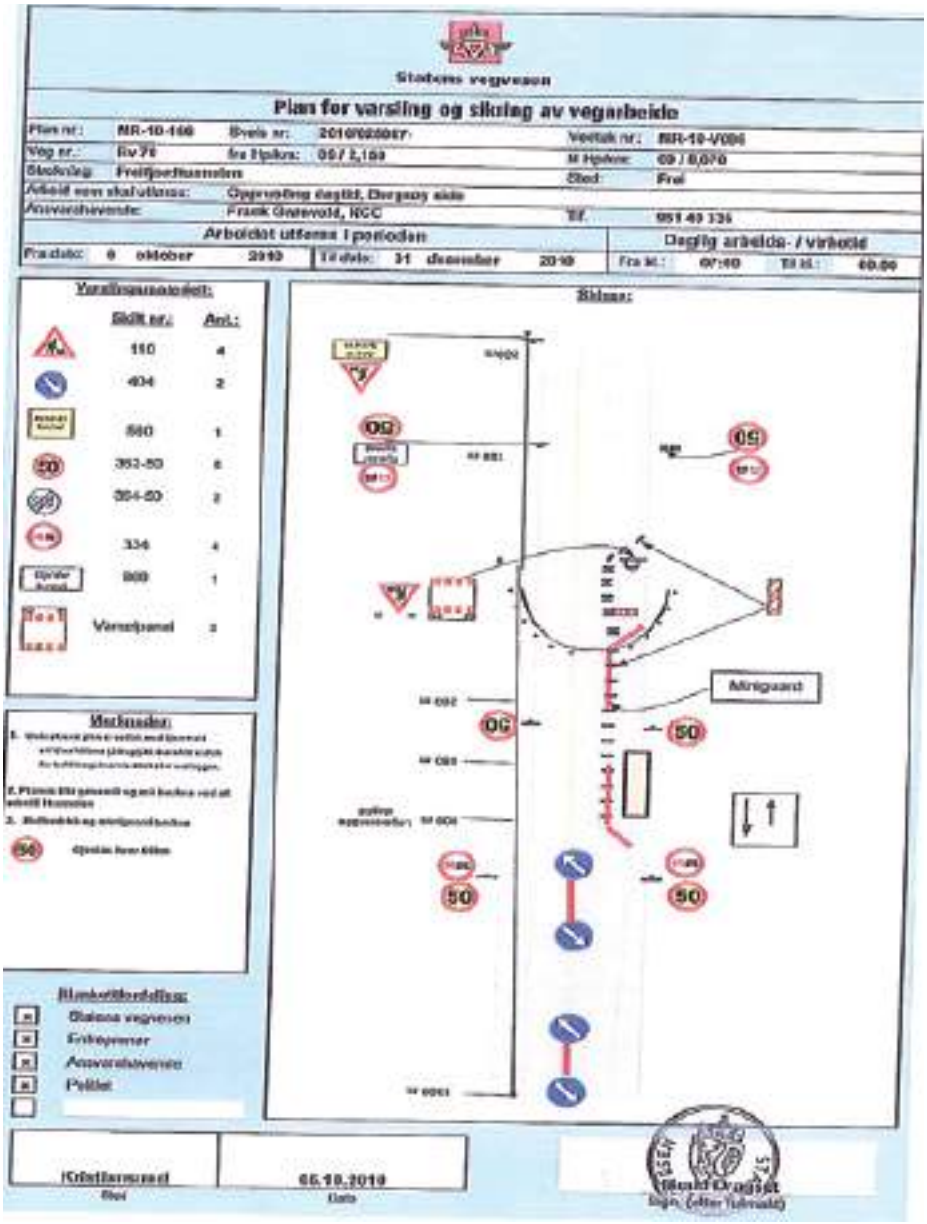
Når tunnelen er åpen for alminnelig ferdsel, kan det i utgangspunktet ikke forventes lavere nedsatt hastighet enn 50 km/t i deler eller hele tunnelen. Det kan bli aktuelt å innføre andre fysisk fartsreduserende tiltak, dersom ikke fartsgrensen overholdes.

Det skal utarbeides prosedyre som viser rutiner for tiltak i samband med glatt veibane.

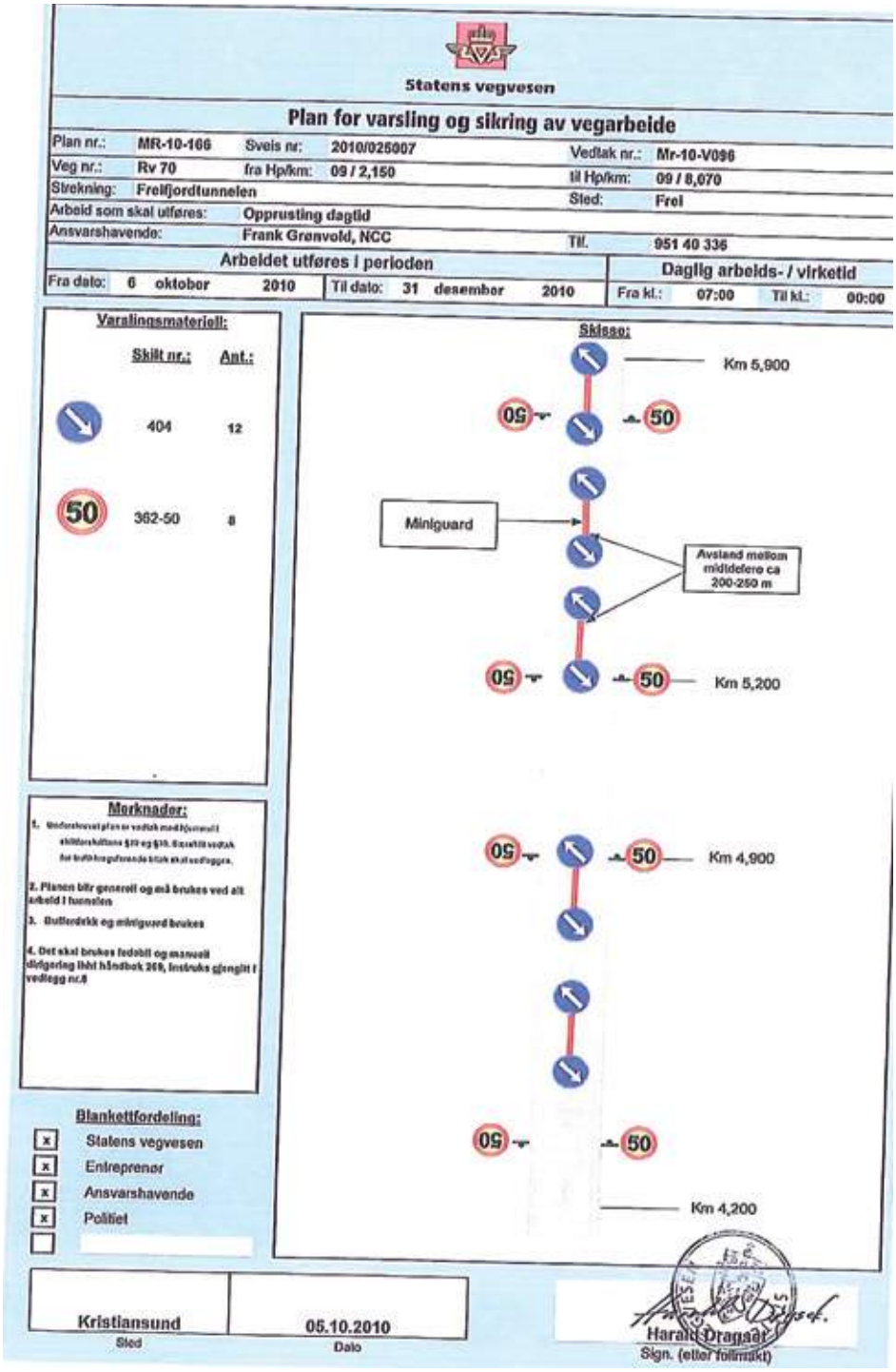
Ansvar: Entreprenør.

GJELDENDE ARBEIDSVARSLINGSPLAN FREIFJORDTUNNELEN

Det er utarbeidet en arbeidsvarslingsplan for dag og en for natt.
Eksempel på arbeidsvarslingsplan natt:



Bilde 3: Arbeidsvarslingsplan natt Freifjordtunnelen. Kilde: eRoom



Bilde 4: Arbeidsvarslingsplan natt Freifjordtunnelen. Kilde: eRoom.

NATTARBEID

Rehabiliteringsarbeidet i Freifjordtunnelen har blitt gjennomført som nattarbeid, dvs. at tunnelen er åpen for trafikk på dagtid fra kl. 06.00 frem til kl. 19.00 med ett felt i hver kjøreretning. 19. desember 2009 ble det også mulig med omkjøring via fylkesveg 64 Atlanterhavstunnelen.

Statens vegvesen

StorKrifast

vegvesen.no/storkrifast

Tider for kolonnekjøring i Freifjordtunnelen

(rev. 3, per 18.04.2010)

Rehabiliteringsarbeidet i Freifjordtunnelen gjennomføres som nattarbeid mellom kl 1900 og kl 0600, alle netter unntatt natt til søndag. I dette tidsrommet ledes trafikken gjennom Freifjordtunnelen i kolonner med ledebil:

Fra Bergsøya	Fra Fort
kl. 19.20	kl. 19.20
kl. 19.50	kl. 20.00
kl. 20.20	kl. 20.30
kl. 20.57	kl. 21.10
kl. 21.20	kl. 21.40
kl. 22.00	kl. 22.10
kl. 22.30	kl. 22.40
kl. 23.10	kl. 23.20
kl. 23.50	kl. 24.00
kl. 00.30	kl. 00.45
kl. 01.45	kl. 01.55
kl. 02.45	kl. 02.55
kl. 03.45	kl. 03.55
kl. 04.35	kl. 04.45
kl. 05.35	kl. 05.45

På dagtid, kl. 0600–1900, er tunnelen åpen med ett kjørefelt i hver retning.

Vi tar forbehold om at enkelte kolonner kan bli forsinket pga rutebusser som er forsinket, og arbeider som pågår i tunnelen. Vi gjør også oppmerksom på at det kan bli endringer i kolonnetidene.

Mulig omkjøring via fylkesveg 64 Atlanterhavstunnelen.

I ukene 28, 29 og 30 avvikler vi ferie, og tunnelen er åpen for fri ferdsel.

For trafikkinformasjon:
www.vegvesen.no eller telefon 175

Bilde 5: Tider for kolonnekjøring

Fra 18.april 2010 ble kolonnetidene endret, slik at anleggsarbeidet startet kl. 19.00 og ikke kl. 20.00. Dette har ikke medført så veldig store endringer for trafikkantene.

Det har blitt delt ut lapper ved bommen på Bergsøya der kolonnetidene er satt opp.

Securitas kjører ledebilene i kolonnen.

UTFORDRINGER VED TRAFIKKAVVIKLING

- Rutetabeller
- Utrykkningskjøretøy. Rutiner for varsling til tunnelarbeiderne i god tid.
- Risikofylte arbeider må avsluttes i god tid før ordinær trafikk sette på kl. 0700
- Tunnelen skal tømmes for maskiner og utstyr.
- Vegbane skal alltid kostes før ordinær trafikk settes på.

Bilde 6: Ventende kolonne ved Bergsøya(Foto: Carina Farstad)

REGISTRERTE UØNSKEDE HENDELSER (RUH)

Det har ikke vært noen alvorlige ulykker i tunnelen. Det har derimot blitt registrert en rekke RUH der en del kan knyttes opp mot trafikkavviklingen.
Noen gjengangere:

- Fart, mangel på respekt for nedsatt fartsgrense.
- Påkjørsel av skilt/utstyr
- Skader på biler i forbindelse med steinsprut
- Motorstopp i kolonne
- Mangel på respekt for kolonnen, hissige sjåfører som åpner bommen og kjører utenom kolonnetid eller som gjør farlige forbikjøringer i kolonnen. Det har også vært tilfeller der bomvaktene har blitt truet.

Det har også vært tilfeller der personer har oppført seg mistenkelig. En ruset billist kjørte først forbi kolonnen, for så å krasje og lande på taket. Det gikk heldigvis bra, men dette kunne lett ha endt i katastrofe.

Det er ulike grunner til at overnevnte punkter kan skje. Trafikantene oppfatter ofte tunnelen som lite oversiktlig og mørk da arbeidsvarslingen til tider ikke har vært god nok. Noen problemer som øker risikoen for billistene under rehabiliteringen:

- Brudd på trafikkskjerming(arbeidsvarsling)
- Belysning

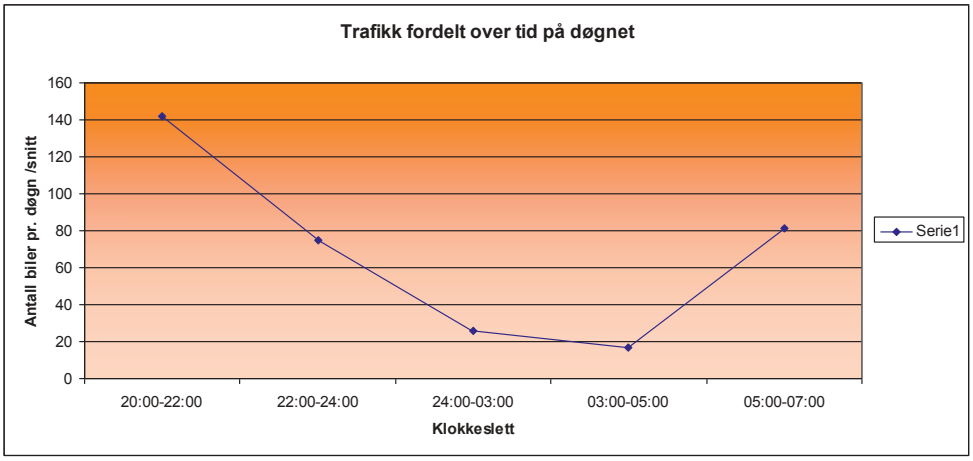
- Dårlig rengjøring av vegbane og reflekser
- Problemer med bred last.

Det har generelt vært liten kritikk fra trafikkantene. En nøkkelfaktor for å få dette til å fungere, er opplysning til trafikkantene både med infolapper, media og tilstedeværelse.

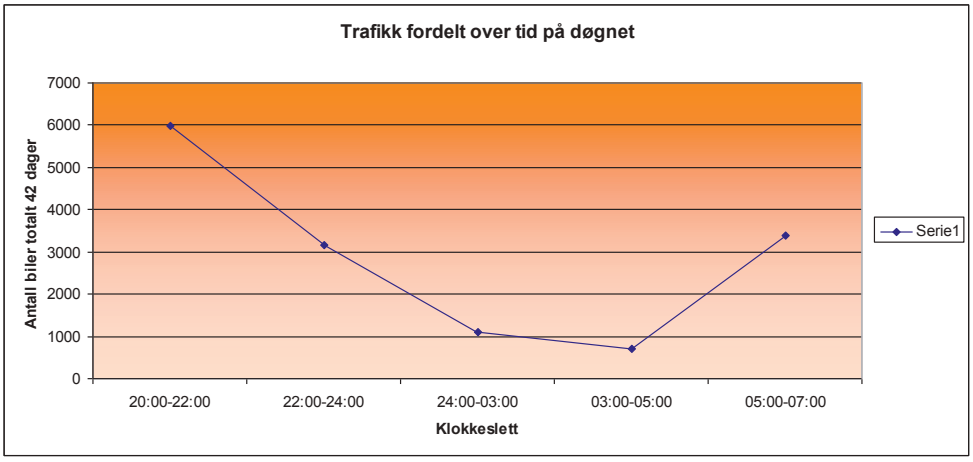
STATISTIKK OVER KOLONNEKJØRING I FREIFJORDTUNNELEN

Entreprenøren har utført trafikktellinger på den tiden av døgnet da det har vært kolonnekjøring. I august og september 2009 har de også utført tellinger fordelt over tidsintervaller på to timer fra kl. 20.00 til kl. 07.00. Når man fremstiller dette i en graf, kan man se at det er en ganske logisk trend..

Døgn



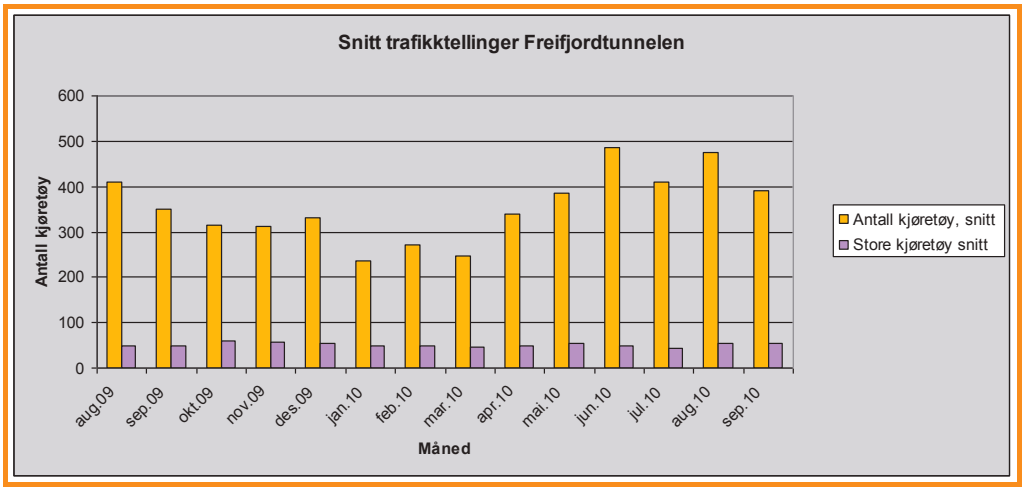
Figur 2: Trafikk fordelt over tid på døgnet, snitt pr.døgn



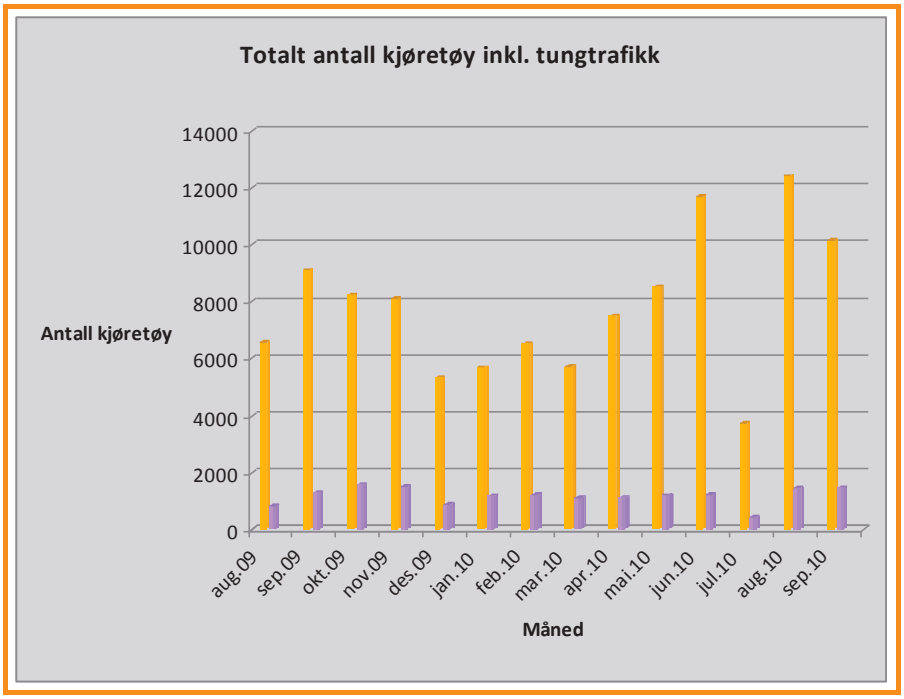
Figur 3: Trafikk fordelt over tid på døgnet, snitt over 42 dager

Trenden viser at det er mest biler i de første kolonnene etter at tunnelen har blitt stengt(kl.20.00). Antall biler avtar da utover kvelden og natta, mens den tar seg opp igjen på ca. rundt 4, og øker på mot klokken 7.
Under 20 biler i snitt på natta(ca. kl 4).

Måneder



Figur 4: Gjennomsnittlig antall kjøretøy/tunge kjøretøy pr. dag under kolonnekjøring.



Figur 5: Totalt antall kjøretøy og tunge kjøretøy fordelt på måneder under kolonnekjøring.

- Registrerte kjøretøy under kolonnekjøring på 1 år: 86434 stk
- Snitt pr. dag: 354 biler
- Snitt tungtrafikk pr. dag: 48 stk

Dette representerer ikke det totale trafikkbildet, da tellingene er gjort kun når det har vært kolonnekjøring i Freifjordtunnelen.

Det kan også nevnes at trafikkbildet har endret seg litt etter at Atlanterhavstunnelen ble åpnet for trafikk. Det ble dermed en ny fastlandsforbindelse til Kristiansund via Averøy. Der ferge har blitt erstattet med en undersjøisk tunnel. Atlanterhavstunnelen kan melde om stor økning i antall bilister i forhold til tidligere statistikker fra fergen.

FORELØPIGE RESULTATER FRA FOU-PROSJEKTET KNYTTET TIL REHABILITERING AV FREIFJORDTUNNELEN

Foreløpige resultater av yrkeshygieniske målinger som er gjennomført av personell fra Arbeidsmedisinsk avdeling ved St. Olavs Hospital i Trondheim indikerer at arbeidsmiljøet i Freifjordtunnelen har vært fullt forsvarlig for arbeidstakerne mens arbeidet har pågått, basert på sammenligninger med gjeldende administrative normer.

Det har vært utført yrkeshygieniske målinger – både stasjonære og personbårne prøver er samlet opp - av støv, støy og gasser i tunnelen mens rehabiliteringsarbeidene har pågått. Det har vært påvist til dels høye nivåer av støy i tunnelen og det har vært påbud om bruk av hørselvern. Konsentrasjonen av støv og gasser har vært under god kontroll i hele prosjekt-perioden. Det er kun unntaksvise overskridelser av administrative normer som er registrert. Overskridelsene har stort sett vært registrert i korte perioder og har kunnet relateres til enten belastede arbeidsoperasjoner eller eksponering fra trafikken i og gjennom tunnelen.

Det har også blitt utført prøvetaking av oljetåke/oljedamp fra hydraulisk utstyr. De målte verdiene er svært lave.

Det har også vært innhentet biologiske prøver i prosjektet. Det er tatt blodprøver og puste-prøver fra arbeidstakerne ved oppstart og undervegs i prosjektet, i tillegg til at det også skal gjøres avslutningsvis i prosjektet. Hensikten er å kunne avdekke om tunnelarbeid kan ha noen registrerbar langtidseffekt på bl.a. lungefunksjon.

Effekten av langvarig nattarbeid har blitt kartlagt, men disse resultatene vil ikke foreligge før prosjektet er avsluttet.

I hele projektperioden har det jevnlig blitt gitt skriftlig informasjons til arbeidstakerne om hva som skal skje med løpende oppsummering av måleresultater, med forklaringer og forslag til tiltak.

Sluttrapport fra FoU-prosjektet forventes å foreligge i juli 2011.

SLUTTKOMMENTAR

- Trafikkantene har gradvis tilpasset seg kolonnetidene.
- Viktig med opplysning til trafikkanter for å øke forståelse
- Problemer med manglende respekt
- Omkjøringsalternativ
- Krever at trafikkskjerming /arbeidsvarslingsrutiner må være i orden
- Nattarbeid
- Flere hensyn å ta. Trafikkanter og arbeidende i tunnelen.

Kan dette benyttes på flere tunneler? Har vi nådd en smertegrense ang. trafikkmengden?
Det kan se ut som vi nærmer oss en grense for hvor stor trafikk vi kan ha gjennom tunnelen når slike arbeider pågår.

Bilde 7: Slik ser tunnelen ut med ferdig montert duk.(Foto: Audun Andersen)

KILDER:

eRoom for rv. 70 Freifjordtunnelen.
Vegvesen.no
Kontrakt Rv. 70 Freifjordtunnelen

Kontaktpersoner:
Prosjektleder gjennomføring: Per Bjørn Gjelsten telf. 91629680
Prosjektleder planlegging: Jon Magne Frisvoll telf. 91346384
Byggeleder gjennomføring: Odd Myrvang telf. 95224516
Kontrolling. Carsten Kofoed telf. 93205227
Kontrolling. Carina Farstad telf. 99502761
Prosjektleder FOU Jan Erik Lien telf. 22073556

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

TUNNELENE OG BERGROMMENE PÅ HVER SIDE AV HARDANGERBRUA – OPPFØLGING OG DOKUMENTASJON AV GEOLOGI OG SIKRING VED NORGES LENGSTE HENGEBRU

The tunnels and rock caverns on each side of the Hardanger Bridge – supervision and documentation of geology and rock support at Norway's longest suspension bridge

Ingeniørgeolog Øyvind Braamann Dammyr, SWECO Norge AS

SAMMENDRAG

Statens vegvesen bygger Norges lengste hengebru, Hardangerbrua, over Eidfjorden. Brua vil bli 1380 meter lang, med et hovedspenn på 1310 meter, når den står ferdig i 2013. Anleggsarbeidene med tilførselsveger på hver side av fjorden har vært utfordrende, med stor aktivitet og utradisjonell geometri på tunneler og bergrom. Entreprenøren for tilførselsvegene, AF Gruppen, har blant annet sprengt ut tunneler, forankringskamre og rundkjøringer i berg. En større vannførende svakhetssone på Vallavik berørte flere deler av tunnelsystemet og førte til behov for injeksjon og tung sikring i form av armerte sprøytebetongbuer. Programmet Novapoint Tunnel fra Vianova Systems har muliggjort en enkel, effektiv og standardisert dokumentasjon av geologi og bergsikring på anlegget.

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration is building Norway's longest suspension bridge, the Hardanger Bridge, across Eidfjorden. The bridge will be 1380 meters long, with a main span of 1310 meters, when it is finished in 2013. The construction works with access roads on each side of the fjord has been challenging, with high activity and building of tunnels and rock caverns with untraditional geometries. The contractor for the access roads, the AF Group, has build tunnels, anchoring chambers and roundabouts in hard rock using the drill & blast method. A zone of weak rock containing water affected several parts of the tunnel system at Vallavik, which led to the need for pre-grouting and heavy rock support in the form of reinforced ribs of shotcrete. The computer-program Novapoint Tunnel from Vianova Systems enabled an easy, effective and standardized way of documenting the rock mass quality and installed rock support.

INNLEDNING

Med sitt hovedspenn på 1310 meter og total lengde på 1380 meter blir Hardangerbrua Norges lengste hengebru. Målt i hovedspenn er Askøybrua, med sine 850 meter, dagens lengste.

Hardangerbrua bygges over Eidfjorden mellom Vallavik i Ulvik kommune og Bu i Ullensvang kommune. Når brua etter planen står ferdig i juni 2013 vil den avløse fergeforbindelsen på riksveg 7/riksveg 13 mellom Bruravik og Brimnes, og vil gi fergefri veg mellom Oslo og Bergen over Hardangervidda.

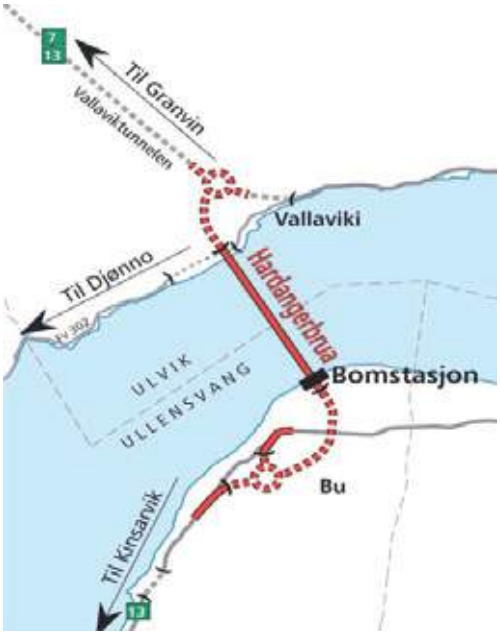
Figur 1: Oversiktsfoto med påtegnet bru. Foto: S. Ulvund, bearbeidet: Statens vegvesen

Prosjektet er delt inn i flere kontrakter som omfatter tilførselsveger på hver side av fjorden inklusive tunneler, bergrom og større bergarbeider i dagen; betongarbeider med brutårn og forankringer; og stålarbeider for selve brua, som innebærer blant annet brukabler, kjørekasser, hengestenger med mer. Entreprenørene er henholdsvis AF Gruppen, Veidekke og MT Højgaard.

Denne artikkelen vil hovedsakelig fokusere på arbeidene med tunneler og bergrom. Disse arbeidene startet opp vinteren 2009, med siste gjennomslag i begynnelsen av mars 2010. Etterarbeidene vil med unntak av elektro og noe restarbeid være ferdigstilt våren 2011.

Temaer som vil bli omtalt er oppfølgingen av bergarbeidene, utfordringer grunnet store spennvidder og spesiell geometri, samt driving gjennom en større vannførende svakhetssone. Teksten vil også ta for seg erfaringer med bruken av programmet Novapoint Tunnel, geologi og bergsikringsmodulen, fra Vianova Systems, som er brukt til å dokumentere geologi og bergsikring på anlegget.

FAKTAOPPLYSNINGER TILFØRSELSVEGER:



- 2,6Km tunneler
- 2 stk. rundkjøringer i berg, store spennvidder, diameter av rundkjøring er ca. 40 meter uten medregnet siktutvidelse, pilarer med diameter på 7m og 9m på tynneste punkt.
- 2 stk. forankringskammer i berg, 15 meter høye, 40 meter lange, forankringsflater er skråsprengt med 60 graders fall for vinkelrett forankring av brukabler.
- Hovedtunneler T8,5 med utvidelser ut mot fjorden/brua, med verdens høyeste tunnelmunning på Vallavik, 26 meters utsprengt høyde grunnet den arkitektoniske utformingen. Portalen blir ca. 23 meter høy når den står ferdig. Veggene i tunnelmunningen ble vaiersaget.
- 2 stk. gang og sykkelvegtunneler
- 2 stk. tunneler til forankringskamre
- 2 stk. spredekamre, på Bu siden gravet og sprengt ut som byggegrop i dagen ved hjelp av spunting, på Vallavik bygget som to tunneler med 30 graders fall.
- 4 stk. byggegroper for tårnfundament. Utfordrende arbeider med bratte bergskjæringer på hver side av fjorden.
- Flere hundre meter med bergskjæringer og veg i dagen.
- Det er separate kontrakter for arbeidene på hver side av fjorden. AF Gruppen har hatt begge kontraktene.

Figur 2 (til høyre over): Viser en oversikt over prosjektets tunnel og vegsystemer. Illustrasjon: Statens vegvesen

OPPFØLGING

Byggeledelsen på anlegget har bestått av en overordnet byggeleder for begge kontrakter, samt to byggeledere med ansvar for sine respektive sider av fjorden. Den daglige oppfølgingen av anleggsarbeidene, med kartlegging av geologi og bestemmelse av sikring har blitt utført av 3 kontrollingeniører på skift, der undertegnede har inngått som en del av dette teamet.
Den permanente sikringen av tunneler og håndtering av anleggstekniske utfordringer i forbindelse med disse har blitt ivaretatt av erfarne ingeniørgeologer fra Sweco Norge AS. Disse har gjennomført regelmessige befaringer ved anlegget og ved behov. Vegdirektoratet har hatt den tilsvarende rollen for forankringskamre, spredekamre og tårnfundamenter.

Det har til tider vært meget stor aktivitet på anlegget med oppfølging av 9 stuffer på det meste samtidig, parallelt med omfattende dagarbeider. Dette førte til at den daglige oppfølgingen til tider kunne være meget hektisk. Det var også tidvis større utfordringer knyttet til begrenset ferdsel på grunn av arbeider ved naboanlegget Bu-Brimnes. I en 3 ukers periode måtte en

alternativ fergeforbindelse benyttes da vegen ble holdt stengt og reisetiden mellom anleggene på Vallavik og Bu økte fra rundt 45 min til 2 timer, med færre fergeavganger å velge i.

Grunnet det overstående ble mye av døgnet benyttet til å reise fra stuff til stuff for å kartlegge bergmassekvaliteten ut ifra Q-systemet, ta foto, gjøre beslutning for og oppfølging av injeksjon med mer. Mye av oppfølgingen var også knyttet til anleggstekniske utfordringer og endringer/tilpasninger i forhold til plangrunnlag. Spesielt var det mange beslutninger som måtte tas i forbindelse med arbeider i dagen. Dette kunne være alt fra justering og sikring av påhuggsflater, bestemmelse av sikringsomfang i store bergskjæringer over tårnfundament og koordinering av grensesnitt mellom sideentrepriser (AF og Veidekke).

Oppfølgingen har fungert bra på anlegget, med en god kvalitetskontroll muliggjort av en engasjert og effektiv byggherreorganisasjon. Det er imidlertid undertegnedes erfaring at en byggherreorganisasjon sjelden kan bli for stor. Det vil ofte være uforutsette ting som trenger tett oppfølging, og en høyere bemanning utgjør normalt en liten kostnad i forhold til de anleggstekniske utfordringer som kan dukke opp.

Bildet under (figur 3) viser en av de flotte rundkjøringene på anlegget. Bildet er tatt på Bu i begynnelsen av august 2009. AF gjorde en meget god jobb med utsprengning av disse. Sprengning og sikring av hver av rundkjøringene ble gjennomført på ca. 8 uker. Mer informasjon om dette kan leses i neste kapittel.

Figur 3: Driving av rundkjøring på Bu i august 2009, Foto: Statens vegvesen

INGENIØRGEOLOGI SPESIELL GEOMETRI

Det er ikke hver dag et tunnelprosjekt innebærer bygging av tunnelåpninger opp mot 26 meters høyde, to store rundkjøringer i fjell og to store forankringskamre.

Figur 4 (til høyre): Bilde av "Jallarhorn" eller "Trompeten" på Vallavik. Foto: Statens vegvesen

Geometrien på tunnelmunningene ut mot fjorden er av arkitektonisk karakter og vil gi reisende ut på broen et spektakulært skue allerede lenge før de er ute av tunnelene. På Vallavik er veggene i tunnelmunningen vaiersaget for å sikre geometrien ved forsiktig løsriving av berg og for å redusere bruken av betong i den planlagte kontaktstøpte betongportalen. I vestre vegg (i høyre side på figur 4) røk vaieren etter at ca. ¾ av flaten var ferdig saget og det ble her benyttet tett konturboring på det gjenstående arealet.

Grovt skissert er hengen i munningen sikret med 4 meter lange limbolter i 1,7x1,7 meters mønster. Forbolter og nett ble i tillegg benyttet nærmest utslaget mot fjorden. Det ble påført en minimums tykkelse på mellom 12 og 15cm sprøytebetong. Veggene er sikret med 4 og 5 meter lange gyste kamstålbolter i mønster 1,7x1,7 meter. AF gjennomførte deformasjonsmålinger av de vaiersagede flatene for å kunne påvise eventuelle deformasjoner, men det ble ikke registrert bevegelse. Det ble imidlertid registrert noen små avskallinger i nederste del av den østre veggen. Her ble det fylt i med sprøytebetong. Munningen på Vallavik ble sprengt ut i 3 nivåer, med toppen først og to påfølgende pallsalver. På Bu ble munningen sprengt ut i 2 nivåer.

Rundkjøringene på hver side av fjorden er nærmest identiske i størrelse, men har noen mindre forskjeller grunnet blant annet ulike siktutvidelser. Pilaren eller "stabben" i midten av rundkjøringene har minste diameter henholdsvis 7 meter på Bu og 9 meter på Vallavik. På Bu ble toppen av rundkjøringen drevet ut først med påfølgende bunnstross. På Vallavik ble hele høyden drevet ut i en omgang, med såle i nivå med sålen i den eksisterende Vallaviktunnelen. På bildet i figur 5 kan en se profilet til den eksisterende Vallaviktunnelen (T8) bak boreriggen.

Som sikring av profilet i rundkjøringene ble det benyttet 5 meter lange limbolter, som ble satt under drivingen. Som supplerende sikring i begge rundkjøringer ble det installert ca. 200 stk. 8 meter gyste kamstål Ø25mm bolter der spennvidden oversteg 25 meter. Boltetettheten varierer avhengig av kartlagt bergkvalitet (Q-verdi). På Vallavik ble et mønster på 1,3x1,3 meter i hengen benyttet ("worst case" bergklasse E, Q > 0,4) etter Håndbok 021(*) (Statens vegvesen, 2010). Da inngår 8 meters boltene, som ble satt i mønster på 3x3 meter. Q-verdiene var generelt noe lavere på Vallavik enn på Bu, grunnet noe mer oppsprukket berg, men mest

grunnet rapporterte spenningsytringer (bergslag) og således valg av en høyere SRF (Stress Reduction Factor) verdi. Sprøytebetong ble generelt påført før bolter og i hele profilet ned til sålenivå. Tykkelsen varierer avhengig av spennvidder og bergkvalitet. Det er antatt at stabbene midt i rundkjøringene har en større spenningskonsentrasjon. Disse ble sikret med endeforankrede bolter i mønster 1,5x1,5 meter i 4 og 5 meters lengde. Sprøytebetongtykkelsen ligger på rundt 15cm for stabbene (E1000J).

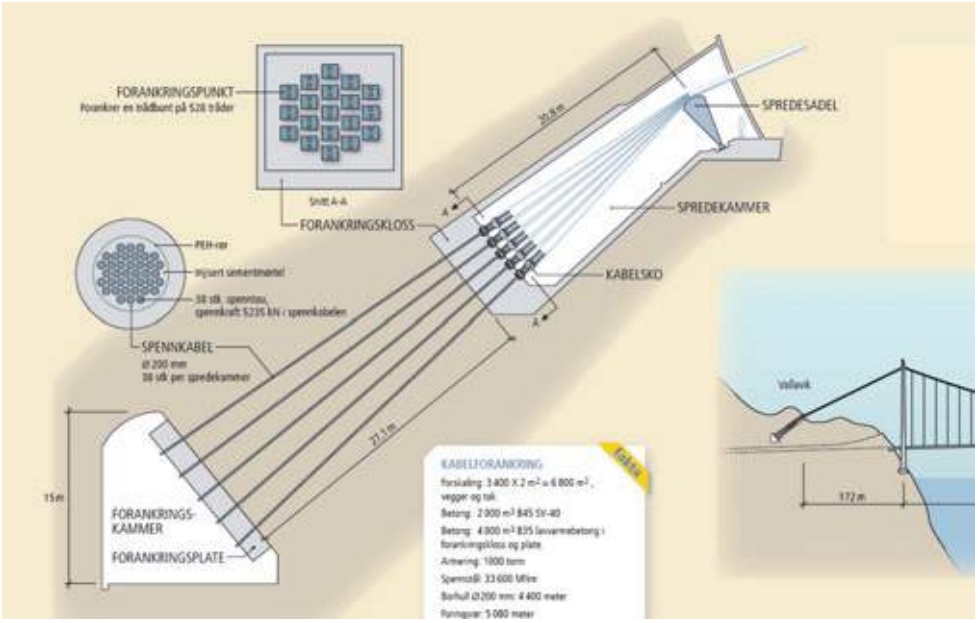
Siden rundkjøringene sto ferdig har det blitt utført deformasjonsmålinger i hengen og på stabben. Så langt er det ikke registrert bevegelse verken på Bu eller Vallavik. Under heft/bom kontroll ca. en måned etter at rundkjøringene var ferdig drevet ble det registrert få og kun mindre partier med bom. I disse partiene ble det supplert med limbolter.

Figur 5: Driving av rundkjøring på Vallavik, Foto: Statens vegvesen

For tilkomst til forankringskamrene er det drevet 2 stk. ca. 100 meter lange adkomsttunneler. Disse har profil T5,5 i begynnelsen men utvides når de nærmer seg kamrene som er ca. 15 meter høye og 40 meter lange. Den skråsprengte forankringsflaten ble boret med ekstra tett kontur, 0,3m hullavstand. Dette for å minimere sikringsbehovet og sørge for at det nødvendige betongforbruket i forankringsklossene ble så likt teoretisk som mulig.

Prosjektert var det ønskelig at forankringsflatene hadde minst mulig sikring. Dette var grunnet blant annet presisjonsboring av hull for forankringskabler og at en således ikke ønsket å treffe på bolter under boring. Det var ikke mulig å imøtekomme en sikringsfri forankringsflate, grunnet blant annet bergkvalitet, bergrommenes spennvidder og spesielle geometri, og viktigst; nødvendigheten av å ivareta arbeidssikkerheten.

(*) Håndbok 021 (2010) var ikke i ferdig utgave ved tidspunkt for permanentsikring. Det ble benyttet et noe mer konservativt boltemønster i rundkjøringen på Vallavik enn anbefalt in den ferdige utgaven.



Figur 6: Teknisk oversikt forankring, Kilde:, Teknisk brosjyre Hardangerbrua (Statens vegvesen, 2010b)

Figur 7 (t.h.): Forankringskammeret på Vallavik. Foto: Statens vegvesen

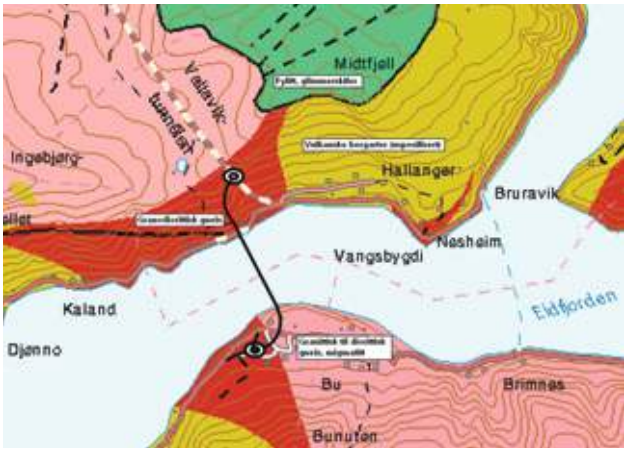
På Bu siden var bergkvaliteten generelt god, med unntak av en 1-2 meter bred svakhetssone som skar på skrått igjennom deler av forankringskammeret. På Vallavik ga en større vannførende svakhetssone behov for omfattende sikring. Mer om dette kan leses i kapittelet ”ingeniørgeologi svakhetssoner”.

Forankringskamrene ble sikret med 4 og 5 meter lange limbolter, samt 5m lange CT-bolter (ikke gyste) i forankringsflatene. De ikke gyste CT-boltene ga en mulighet for å skru ut enkelte bolter dersom deres plassering viste seg å komme i konflikt med borehull for forankringskabler. Grunnet varierende bergkvalitet varierte også forbruket av sprøytebetong betraktelig, på lik linje med boltetettheten. Tykkelsen ligger ned mot 10cm på Bu og opp mot 25cm på Vallavik.

INGENIØRGEOLOGI SVAKHETSSONER

Bergartene som opptrer på anlegget er stort sett gneiser med varierende mineralkomposisjon (se figur 8). På Vallavik siden treffer hovedtunnelen også på en mer fyllittisk bergartstype. Her var den mekaniske styrken liten, slik at en måtte masseutskifte i sålen i 150 meter av tunnelens lengde.

Figur 8 (under): Geologisk oversikt med inntegnet tunnelsystem. Kilde: Ingeniørgeologisk rapport (Statens vegvesen, 2008). Bergartsnavn er skrevet direkte inn på tegningen i etterkant.

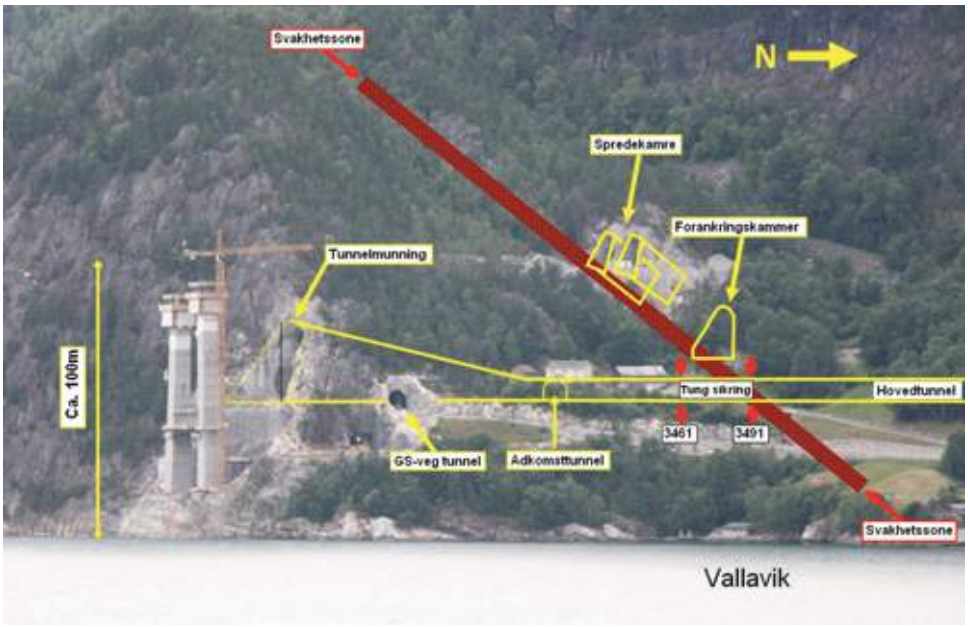


Bergmassen på anlegget har stort sett vært av middels til god kvalitet, med kartlagte Q-verdier mellom 4 og 20 for store deler av anlegget. På Bu er det kartlagt lengre sammenhengende strekk med Q-verdier over 10. På begge sider av fjorden forekommer det enkelte mindre svakhetssoner (mektighet 1-2 meter). Disse følger ofte den fjordparallelle oppsprekningen og har et steilt fall. Karakteren på disse har vært oppknust berg med varierende innhold av leire. Stort sett med lite vann. Leiren har stort sett testet til å ha lite svellepotensiale i FS (Fri Svelling) tester. Disse svakhetssonene har ikke gitt noen større drivetekniske eller sikringsmessige problemer. De ble imidlertid tatt alvorlig ved bestemmelse av permanentsikring, og sikringsbehovet har økt i form av større boltetetthet og lengde/dimensjon (med fokus på retningsbestemte bolter) og sprøytebetongtykkelse. Enkelte steder er det brukt segmenter (6m lengde) av armerte sprøytebetongbuer med bolteforankring i godt berg på hver side av sonene. Disse segmentene er bygget opp som en enkelt sprøytebetongbue med 6stk. Ø16mm jern og innstøpte bolter, men fungerer som en bjelke og er ment å ta opp strekk krefter, ikke kompresjon.

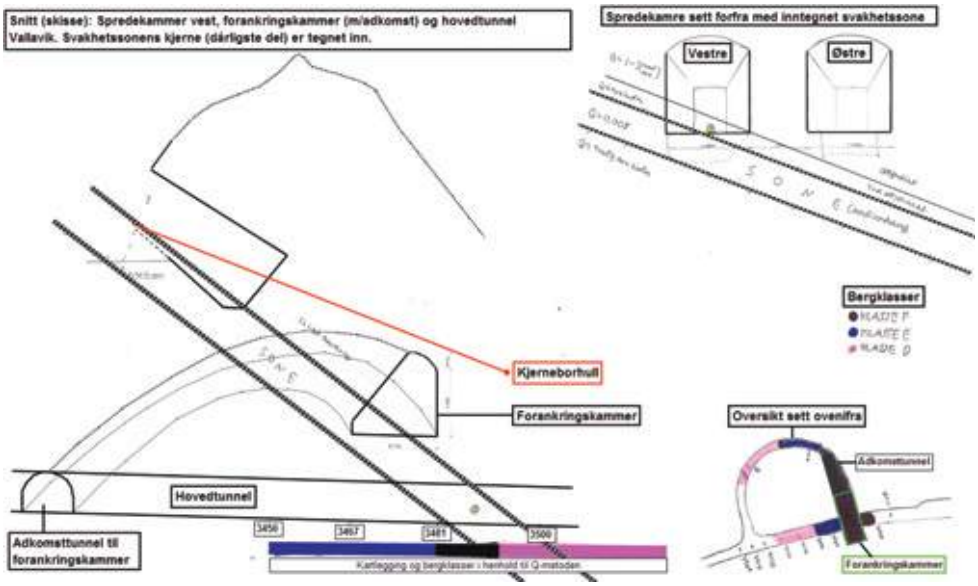
På Vallavik var det større utfordringer knyttet til en mektig svakhetssone som berører hovedtunnelen, tunnel til forankringskammer og selve forankringskammeret. Denne sonen er ikke vertikal, men har et ca. 50 graders fall mot Nord, slik at den påvirker tunnelene i en større lengde. I tillegg til å ha flere meters mektighet med jordaktig og leirinfisert bergmasse var også sideberget påvirket i større grad. Sonen var vannførende og førte med seg behov for et systematisk injeksjonsopplegg.

På figur 9 er tunnelsystemet nærmest fjorden på Vallavik tegnet inn sammen med svakhetssonen. En kan se at sonen berører det vestre spredekammerets nedre del, forankringskammer og hovedtunnel. Adkomsttunnelen til forankringskammeret ble i stor grad berørt da denne svinger 180 grader og gikk således i denne svakhetssonen i en stor del av tunnelens lengde. Se også figur 10 for et skissert snitt av situasjonen sett fra siden, forfra og ovenifra. Sett rett mot spredekamrene har sonen et fall fremover og tilter mot høyre. Fargekoder i figur 10 beskriver kartlagt bergmassekvalitet i form av sikringsklasser etter

Håndbok 021 (Statens vegvesen, 2010). Fargene på skissen er ikke lik de som er standard i den geologiske dokumentasjonen.



Figur 9: Deler av tunnelsystemet på Vallavik med inntegnet svakhetssone. Skisse: Ø. Dammyr (2010)



Figur 10: Snitt av svakhetssone og dens utbredelse på Vallavik. Skisse: Ø. Dammyr (2010)

På figur 11 er svakhetssonen stiplet inn med rød farge og i figur 12 kan en se den jordaktige karakteren av sonen som har en meget liten fasthet. Her kunne en bokstavelig talt grave ut

bergmassen med hendene. I tillegg til sikring i tunnelene under bakken så måtte det ekstra tiltak til i grunnen i åpningen av spredekamrene. Her skulle det bygges spredesadler (se figur 6). Dette er betongkonstruksjoner som fungerer som et knekkpunkt for brukablene og som skal ta opp store krefter før kablene føres ned i forankringskammeret gjennom spredekammeret. Grunnet svakhetssonens meget lave trykkfasthet måtte en inn med stålkjernepeler for å sikre lastoverføring til bergmasse med tilstrekkelig fasthet. Bildet på figur 13 viser en del av kjernen fra den vertikale kjerneboringen (annen enn kjerneboring som er vist i figur 10, som er fra forundersøkelsene) i åpningen av østre kammer. En kan se at en har fått et kjernetap på 2,5 til 3 meters lengde i ca. 7-10 meters dybde.

Figur 11, 12 (under t.v.) og 13 (under t.h.): Viser svakhetssonen (sett i vestre kammer) og kjerner fra vertikal kjerneboring i det østre spredekammeret. Foto: Statens vegvesen

På anlegget ble det utført systematisk sonderboring for å påvise forekomster av vann foran stuff. På Vallavik traff en på mye vann i forbindelse med den omtalte svakhetssonen. Dette førte til behov for et større injeksjonsopplegg for å kunne drive igjennom sonen. Det ble under injeksjonsboring antatt flere hundre liter vann i minuttet i enkelte hull.

I hovedtunnelen ble det benyttet 5 injeksjonsskjermer, med totalt masseforbruk på 217.000Kg. I adkomsttunnel og i forankringskammeret ble det totalt benyttet 8 skjermer, med et masseforbruk på 304.750Kg. Dette gir et gjennomsnittlig forbruk på ca. 40 tonn sement per skjerm.

I tunnelnivå var svakhetssonen av en fastere karakter enn på overflaten, fastest i hovedtunnelen, men også her kunne en observere den jordaktige konsistensen i kjernen. Sideberget var også av lav fasthet, noe som synliggjorde seg spesielt under pigging, der en stedvis kunne renske omtrent så lenge en ønsket. Berget smuldret opp under pigghammeren, selv om det tilsynelatende kunne se fast ut.

Gjennom de vanskeligste partiene ble det forboltet og drevet med reduserte salvelengder. I adkomsttunnelen til forankringskammeret og i hovedtunnelen ble det benyttet armerte sprøytebetongbuer som permanent sikring. Det ble installert totalt 30 buer. I hovedtunnelen

ble det i det dårligste partiet benyttet en senteravstand på 1,5 meter mellom buene. Den korte senteravstanden kommer av benyttelsen av buer med ett lag armering i stedet for to grunnet plassproblemer.

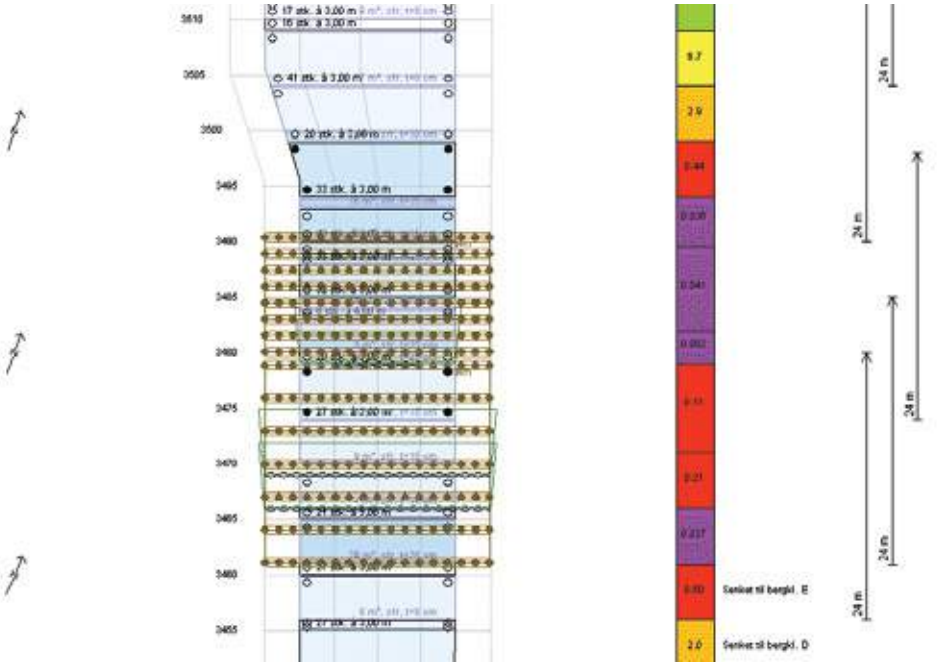
Grunnet det store masseforbruket under injeksjon kan det diskuteres hvorvidt dette har hatt en stabilitetsfremmende virkning på sonen. Det er i hvert fall rimelig sikkert at driving gjennom sonen ikke ville latt seg gjennomføre (konvensjonelt) på en sikker måte uten injeksjon, grunnet de store vannmengdene i kombinasjon med dårlig bergkvalitet.

NOVAPOINT TUNNEL GEOLOGI OG BERGSIKRING

Novapoint Tunnel er en Autocad modul utviklet av Vianova Systems. Programmet er laget spesielt for prosjektering av tunneler og muliggjør blant annet:

- Modellering av tunnelprofil
- Automatisert tegningsproduksjon
- 3D-visualisering av skannerdata
- Kontroll av kjørekasse
- Sømløs dataflyt
- Eksport av utsettingsdata

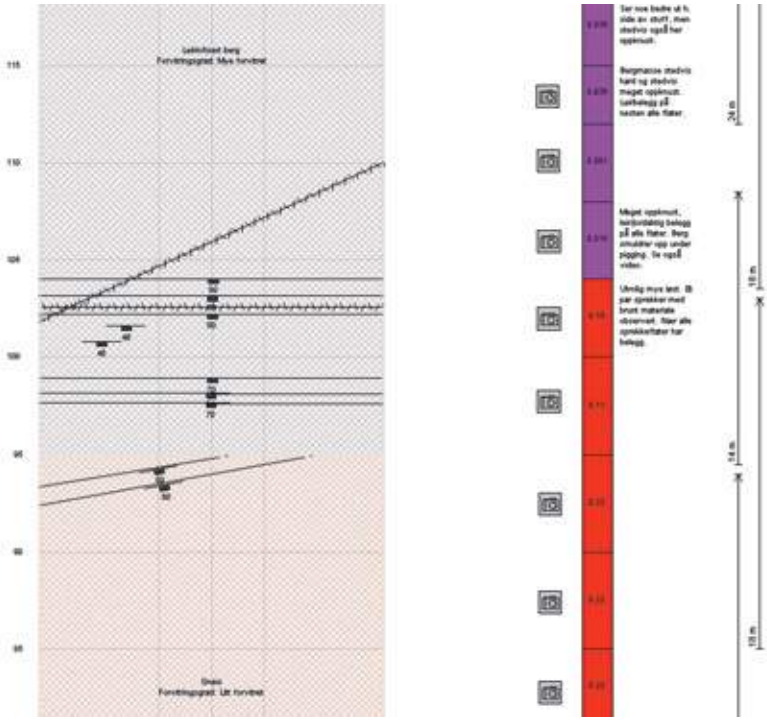
I programmet Novapoint Tunnel inngår det også en geologi og bergsikringsmodul. Denne modulen er utviklet i nært samarbeid med Statens vegvesen og ga oss på Hardangerbrua et meget enkelt, effektivt og standardisert verktøy for å dokumentere geologi og bergsikring på anlegget.



Figur 14: Utklipp fra vindu for grafisk registrering av geologi og bergsikring i programmet Novapoint Tunnel, her fra hovedtunnelen på Vallavik. Sprøytebetongbuer er vist i brunt.

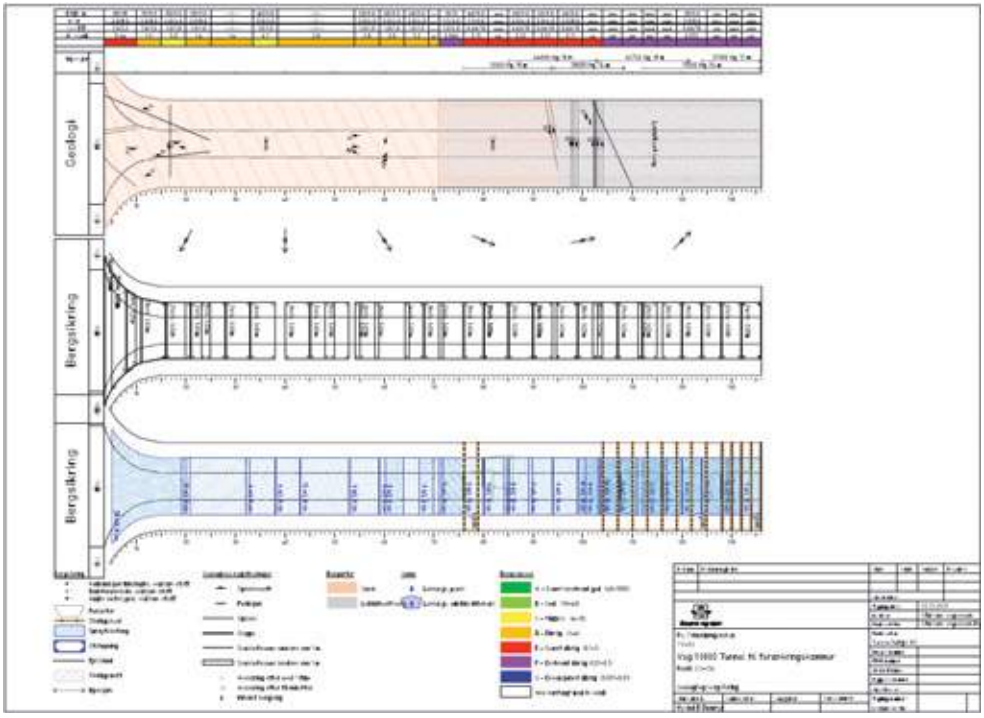
Håndbok 021 Vegtunneler trekker frem denne formen for dokumentasjon som et godt eksempel for å tilfredsstille krav til vedlegg i tekniske sluttrapporter (Statens vegvesen, 2010). Programmet er blant annet spesielt tilpasset bergklasser/sikringsklasser i Håndbok 021 og gir en ryddig og visuell oversikt over geologi og sikring. Tilbakemeldinger fra pågående tunnelprosjekter og deres erfaringer med programmet bidrar til jevnlige oppdateringer og videre utvikling.

I figur 14 vises et uklipp fra vindu for registrering av geologi og bergsikring rundt svakhetssonen i hovedtunnelen på Vallavik (kun bergsikring vises). Til venstre ser en orienteringen i forhold til Nord. Tunnelen tegnes ut automatisk basert på vegmodell, geometrimodell og registrert bergsikring. Til høyre vises kartlagte Q-verdier med tilsvarende fargekoder, og lengst til høyre injeksjonsskjermene. Figur 15 viser et uklipp med kun geologi fra tunnelen til forankringskammeret på Vallavik. Her kan en også se hvordan linker til stuffbilder kan legges direkte inn i programmet.



Figur 15: Utklipp fra vindu for grafisk registrering av geologi og bergsikring i programmet Novapoint Tunnel, her fra tunnelen til forankringskammeret på Vallavik.

Bergsikringen fra godkjente produksjonsrapporter fra entreprenøren legges raskt inn i et Excel lignende vindu og tegnes ut automatisk i programmet. Denne måten å registrere sikring på er meget tidsbesparende i forhold til å tegne for hånd eller legge inn manuelt på en standard Autocad tegning. I tillegg gir programmet flere valgmuligheter som for eksempel å kunne vise geologi eller bergsikring sammen, eller hver for seg, linke til dagbøker, bilder og laboratorierapporter direkte i programmet og automatisk generere komplette sikringsrapporter i Excel format. Programmet genererer også sluttdokumentasjon i en standard som byggherren ønsker. I figur 16 sees et eksempel på hvordan sluttdokumentasjonen kan se ut.



Figur 16: Eksempel på sluttdokumentasjon. Her fra tunnel til forankringskammer på Vallavik.

For mer informasjon om Novapoint Tunnel besøk Vianova Systems sine sider på internett: www.vianovasystems.no/Produkter/Novapoint-produkter/Novapoint-Tunnel

SLUTTKOMMENTARER

Byggingen av tunnelene og bergrommene på hver side av Hardangerbrua har vært et utfordrende, spennende og ikke minst et meget lærerikt prosjekt. Utfordrende geometri og geologi, samt stor anleggsaktivitet har stilt krav til entreprenør så vel som byggherre når det gjelder å jobbe løsningsorientert og kvalitetsmessig godt. Forfatteren ønsker å gratulere AF og Statens vegvesen, samt alle andre som har vært delaktige, med et flott gjennomført prosjekt som vi kan være stolte av.

For mer informasjon om Hardangerbrua, inklusive illustrasjoner, video og webkamera, gå inn på: www.vegvesen.no/Vegprosjekter/Hardangerbrua.

REFERANSER:

Statens vegvesen, 2010. Håndbok 021 Vegtunneler. Dato: mars 2010. Vegdirektoratet. Kun elektronisk utgave. URL: www.vegvesen.no/_attachement/61913/binary/249783.

Statens vegvesen, 2010b. Teknisk brosjyre Hardangerbrua. URL: www.vegvesen.no/_attachement/113343/binary/206598

Statens vegvesen, 2008. Hardangerbrua – Tilførselsveger RV13/RV7. Ingeniørgeologi. Sammenfattende rapport. Dato, 4.7.2008. Opticonsult. 31 sider.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

NY KUNNSKAP OM SKREDMEKANISMER LANGS NORSKE FJORDER: EKSEMPLER FRA TRONDHEIMSFJORDEN OG SØRFJORDEN I HEMNES

Mechanism for near-shore landslides along Norwegian fjords: Examples from Trondheimsfjorden and Sørfjorden in Hemnes

Ph.D Jean-Sébastien L'Heureux, Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), Trondheim

Ph.D Oddvar Longva, Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), Trondheim

Ph.D Louise Hansen, Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), Trondheim

SAMMENDRAG

Forekomsten og konsekvenser av skred i strandsonen er velkjent, og denne type skred utgjør en konstant trussel mot kystsamfunnene. Dette studiet integrerer geologisk, geofysisk og geoteknisk data fra fem historiske skred langs Trondheimsfjorden og Sørfjorden i Hemnes. Detaljerte morfologiske observasjoner, kombinert med høyoppløselige seismiske data viser at skredene ofte går langs tynne, bløte og laminerte leirelag i stratigrafien. Resultatene illustrerer viktigheten av å integrere on- og off-shore data for å forstå skredmekanismer, og for å evaluere skråningsstabilitet i strandsonen.

SUMMARY

The periodic occurrence of landslides along Norwegian fjords is common and poses a constant threat to coastal communities. The present study integrates geological, geophysical and geotechnical data for five landslides along Trondheimsfjorden and Sørfjorden in Hemnes. Detailed morphological observations of slide scars combined with high resolution seismic data suggest that slope failure often initiates underwater by translational movement based in thin, soft and sensitive, clay beds. The results further illustrate the importance of integrating on- and off-shore relationships and warn against slope stability evaluation solely based on cores collected on land and coarse bathymetric data in the fjord.

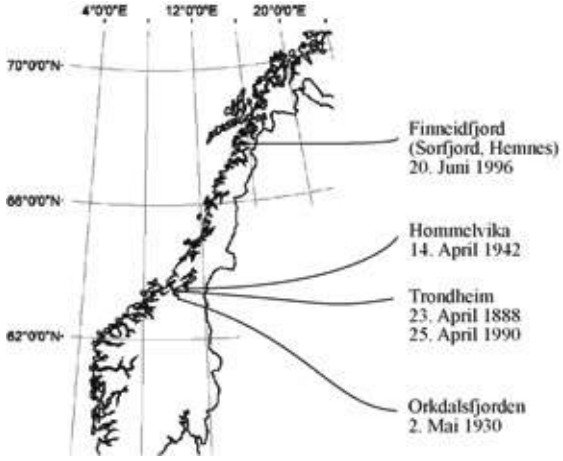
1 INNLEDNING

Forekomsten og konsekvenser av skred langs norske fjorder er velkjent (Skaven-Haug 1955, Bjerrum 1971, Rygg & Oset 1996, Emdal mfl. 1996, Longva mfl. 2003, L'Heureux mfl. 2007, 2010a). Disse områdene er ofte bebodd og i mange tilfeller har undersjøiske skred forplantet seg inn på land og ført til tap av menneskeliv. Slike skred kan bli spesielt ødeleggende dersom det er kvikkleire involvert (f.eks. 1996 Finneidfjord skredet, Longva mfl. 2003). I tillegg kan undersjøiske skred utløse flodbølger med ødeleggende virkning på land (f.eks. 1888 skredet i Trondheim Havn; Skaven-Haug 1955, L'Heureux mfl. 2010b). Dette understreker at forholdene

både under og over dagens havnivå kan ha avgjørende betydning for stabiliteten og sikkerheten i strandsonen.

For snart 40 år siden laget NGI direktør Laurits Bjerrum en oppsummering av observasjoner for seks store undersjøiske skred i norske fjorder. Fra den tilgjengelige informasjon og fra lignende observasjoner ellers i verden, tolket Bjerrum (1971) disse skredene til å være flyteskred som oppstår ved strukturkollaps (liquefaction) i løst lagret, og til dels ensgradert sand og silt. Denne teorien blir fortsatt brukt i dag med hensyn til bygging i strandsonen og for å forklare nye skred, f.eks. skredet i Trondheim havn i 1990 (Sand 1990, Emdal mfl. 1996). Problemet med forklaringen er at observasjonene rundt disse skredene er svært mangelfulle, ofte kun basert på noe få kjerner på land, mens hovedproblemet oppstår i sjøen.

Ved hjelp av dagens teknologi, det er nå mulig å foreta et detaljert og integrert geologisk, geoteknisk og morfologisk studie av sjøbunnen som videre gir oss muligheten til å øke vår forståelse av skredmekanismer i strandsonen. I de senere år har NGU i samarbeid med en rekke andre institusjoner i Norge samlet data fra flere store historiske skred langs norske fjorder. En kort oppsummering for fem av disse skredene vil bli presentert her (se Figur 1), sammen med en oversikt over nyvinninger man har gjort mht forståelse for skredmekanismer.



Figur 1: Kart over Norge med merket studie områdene.

2 DATA OG METODER

2.1 Batymetriske data

En 125-250 kHz GeoSwath interferometrisk sidesøkende sonar montert på F/F ¨Seisma¨ ble brukt til å samle inn batymetriske data i studieområdene. Sonaren har en rekkevidde ned til 200 m vanndyp og gir en dekning av bunnen på ca. 8-12 ganger vanndypet. En fordel ved sonaren er at den effektivt kan registrere data fra svært grunt vann og ideelt sett helt opp til vannoverflaten. I forbindelse med datainnsamlingen ble det målt flere lydprofiler gjennom vannsøylen med en hastighetsmåler Valport 650 SVP (Sound Velocity Profiler). Disse målingene ble utført samtidig med toktet for å oppnå optimale hastighetsprofiler ved beregning av vanndyp. Posisjoneringen av

innsamlede data i x-y planet ble bestemt ved hjelp av differensiel GPS, med en presisjon på ±1 m. Det anvendte datum er sjøkartets null. Dybdepresisjonen under måling er i centimeter, men begrenses av nøyaktigheten til x-y posisjoneringen. For mer informasjon om målingene, se Hansen mfl. (2005) og L'Heureux mfl. (2010a, 2010b).

2.2 Refleksjon seismikk

Høyfrekvente seismiske data (3.5 kHz) ble samlet i studieområdene med en "sub-bottom profiler" (Topas system). Oppløsning med Topas systemet er vanligvis av 10 cm eller bedre (Kongsberg Defense and Aerospace 2004). I tillegg til Topas data, ble det samlet inn seismiske data med boomer og luftkanon i noen av områdene (se Tabell 1). Toveis gangtid ble konvertert til vanndyp og sedimenttykkelse med bruk av konstant hastighet (1450 ms^{-1}).

2.3 Grunnundersøkelser

Forskjellige prøvetakingsutstyr ble benyttet for å samle informasjon om sjøbunnsedimenter i studieområdene (se Tabell 1). I laboratoriet, ble sedimentene først røntgen fotografert og senere splittet og beskrevet mht sedimentologi. Prøvene er også analysert mht kornstørrelse, vanninnhold, flyte- og plastisitetsgrense og udrenert / omrørt skjærstyrke.

I tillegg til prøvetaking, er det utført "free-fall CPTu" sonderinger (FFCPTu) i samarbeid med Universitet i Bremen (MARUM) i Trondheimhavn, ved Hommelvika og i Finneidfjord (se Tabell 1). FFCPTu utstyret består av en industriell 15 cm^2 spiss og en innebygd mikroprosessor med minnekort, batteri og akselerometer (Stegmann mfl., 2006a, 2006b). Deformasjonsmålere inne i FFCPTuen måler total spissmotstand og lokalfriksjon. Poretrykket er målt i u_2 posisjonen. Et inklinometer er installert for å kontrollere penetrasjonsvinkel +/-20° mht vertikal retning. Fem forskjellige akselerometre (+/- 1.7g, +/-18g, +/- 35g, +/- 50g og +/- 120g) gir informasjon om nedstigningsdeselerasjon for instrumentet. Disse dataene er deretter brukt til å beregne penetrasjonshastighet og dybde (første og andre integraler). For mer info om FFCPTu instrumentet og dataprosesseringen, se Stegmann mfl., 2006a, 2006b og Steiner mfl. 2010a, 2010b.

Tabell 1: Oversikt av data og metoder brukte for å kartlegge sjøbunn og undersøke sedimentene i Trondheimhavn, Orkdalsfjorden, Hommelvika og Sørfjorden i Hemnes. FFCPTu står for "Free-fall cone penetration test" og disse data ble samlet med MARUM (Universitet i Bremen) i 2010.

Metoder / Lokalitet	Bathymetry	Refleksjon-seismikk	Kjerner	FFCPTu
Trondheim Havn	125 og 250 kHz interferometric sonar	Boomer, Topas, Luftkanon, 3D Chirp	Calypso (1), Gravity (30), Niemestoe (47)	28
Orkdalsfjord	125 og 250 kHz interferometric sonar	Topas,	Gravity (8)	-
Hommelvika	125 og 250 kHz interferometric sonar	Topas,	Piston (2)	8
Sørfjord	125 og 250 kHz interferometric sonar,	Boomer, Topas, Luftkanon, 3D Chirp	Calypso (2), Gravity (20)	38

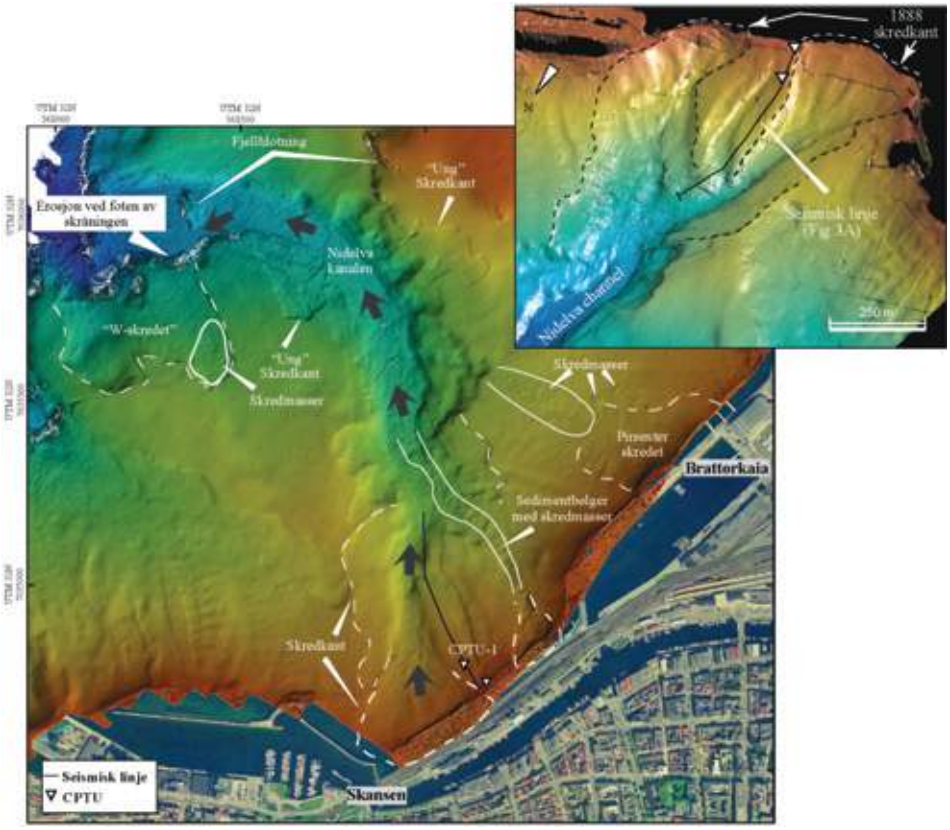
3 SKREDET I TRONDHEIMHAVN, 23. APRIL 1888

Etter forklaring fra 20 øyenvitner konkluderte Skaven-Haug (1955) at 1888 ulykken i Trondheim havn startet med en flodbølge som ble utløst mellom Munkholmen og Ilsvika. Vitnesforklaringene viser at den første bølgen beveget seg mot Ilsvika. Neste bølge kom noen minutter senere og gikk over den 5-7 m høye fyllingen ved Brattøra, og mens bølgen trakk seg tilbake, raste 170 m av jernbanestasjonen ut i fjorden. Tre jernbaneskinner skled ut og en mann omkom. Flere små skred ble senere observert øst for hovedskredet. Ulykken skjedde ved fjærejø etter en springflo og ingen byggeaktivitet foregikk ved Brattøra. Skaven-Haug (1955) og Bjerrum (1971) foreslo at 1888 skredet ble initiert av et skred dypt ute i fjorden, men ingen forklaring ble gitt for utløsningen av et slikt skred.

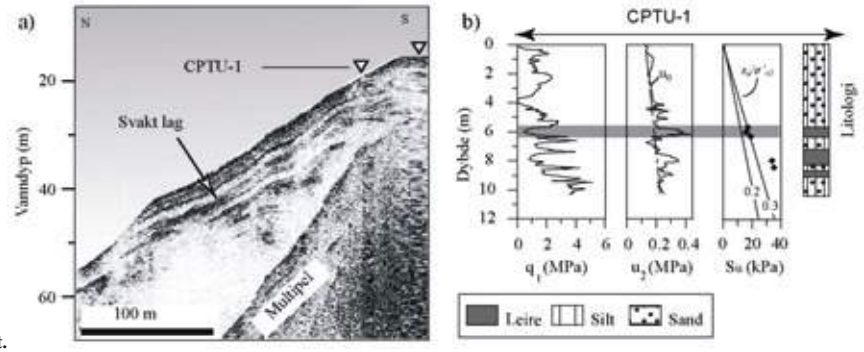
Batymetriske data fra Trondheimhavn viser en opp til 10 m høy skredkant, 2 km ut i fjorden mellom Ilsvika og Munkholmen (W-skredet; Figur 2). L'Heureux mfl. (2010b) sannsynliggjør at dette skredet er ca. 100 år gammelt, og at det trolig var stort nok til å initiere flodbølgen i 1888. Ut fra morfologi, geotekniske data og stabilitetsanalyser kan man også se at W-skredet ble utløst av erosjon ved foten av skråningen (L'Heureux mfl. 2010b). Slik erosjon kan dannes ved kraftig sedimentstrømning i kanalen (se Figur 2), men siden denne ikke har vært koblet til Nidelva de siste 3000-2000 cal. år. BP (L'Heureux mfl. 2009) kan en slik strøm kun komme fra et skred utløst høyere oppe i kanalen, og antakelig i strandsonen ved Brattøra.

Flere skredkanter er synlig på de batymetriske dataene utenfor Brattøra og langs kanalen (Figur 2). Inne i hovedskredgropen kan man finne en 6 m høy og uberørt/intakt sedimentrygg. CPTUdata samlet gjennom denne ryggen viser at det er et tynt, normal konsolidert og bløtt leirlag ved ca. 6m dyp (Figur 3). Stabilitetsanalyser basert på CPTUdata og fra poretrykksdata ved Skansen, har vist at den undersjøiske skråningen, som var opp til 15° i 1888, sannsynligvis var ustabil (L'Heureux mfl. 2010b). Snømengden i Trondheim i 1888 var i tillegg to ganger høyere enn normalen (data fra Norsk Meteorologisk Institutt 2009) noe som kan ha ført til høyt poretrykk og dermed redusert skråningsstabilitet.

Undersjøiske skred blir som regel ikke oppdaget hvis de ikke fører til skader på infrastruktur eller vises på land ved strandlinje. Et eksempel er skredet som nylig ble oppdaget foran Pir-Senteret (Fig. 2). Det er derfor tenkelig at et initialskred kan ha skjedd under vann ved Brattøra i 1888. Morfologien utenfor Skansen/Brattøra gjorde at sedimentstrømmen beveget seg i kanalen, eroderte skråningene underveis og utløste W-skredet. Volumet til dette skredet er målt opp til 1.45×10^6 m^3, og sammen med akselerasjon i nedre del av kanalen var W-skredet nok til å utløse tusnamibølgen. Tsunamibølgen førte til store ødeleggelser ved Skansen/Brattøra alene, grunnet den labile tilstanden i strandsonen som følge av initial skredet.



Figur 2: Høyoppløsning batymetri foran Skansen og Brattøra i Trondheimhavn med morfologisk tolkning. Pilene viser sedimentstrømmen etter initial undersjøiskskred ved Brattøra/Skansen i 1888 som også førte til erosjon og utløsning av W-skredet. Hvorvidt de andre "unge" skredene langs kanalen er en del av 1888 hendelsen, er ikke verifisert. Noter også det "nye" skredet foran Brattørkaia/Pirsenteret. Et 3D bilde av 1888 skredkanten ved Brattøra er også vedlagt.



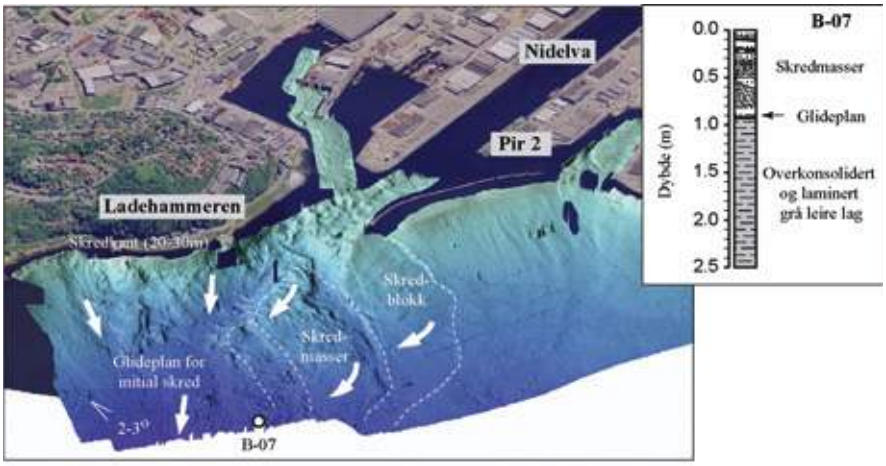
Figur 3: a) Seismisk linje (Topas) gjennom den intakte sedimentryggen mellom to skredgroper ved Brattøra/Skansen. B) Data og tolkning fra CPTU-1. Noter det svake leirlaget ved 6m som korrelerer med den høyamplitudereflekSjonen i Topas profilet.

4 SKREDET I TRONDHEIMHAVN, 25. APRIL 1990

Det største historiske skredet i Trondheim havn ble utløst 25. april 1990 ved Ladehammeren (Fig. 3). Skredområdet omfattet 1 km^2, og har et estimert volum på 5-6 x 10^6 m^3 av sedimenter på sjøbunnen utenfor Nidelva. Telefon- og strømkabler ble brutt på sjøbunnen, og en del av Ormen Langes veg raste ut i sjøen. Skråningen utenfor Nidelvasmunning består av løst lagret sand og silt og var før skredet opp til 13°, og bare 2-3° lenger ut på sjøbunn. Emdal mfl. (1996) og L'Heureux mfl. (2007) viser at det er flere faktorer som kan ha bidratt til utløsning av skredet i 1990:

1) Omplassering av Nidelva i 1952 og dermed økt sedimentasjon/erosjon ved Ladehammeren.
2) Fylling i strandsonen for veibygging noen dager før skredet gikk
3) Vibrasjoner pga av sprenging ved fjell i strandsonen 3 timer og 20 min før skredet
4) Ugunstige grunnvannsforhold pga av lavt tidevann og ekstremt mye nedbør i mars/april 1990 (2 ganger normalen)

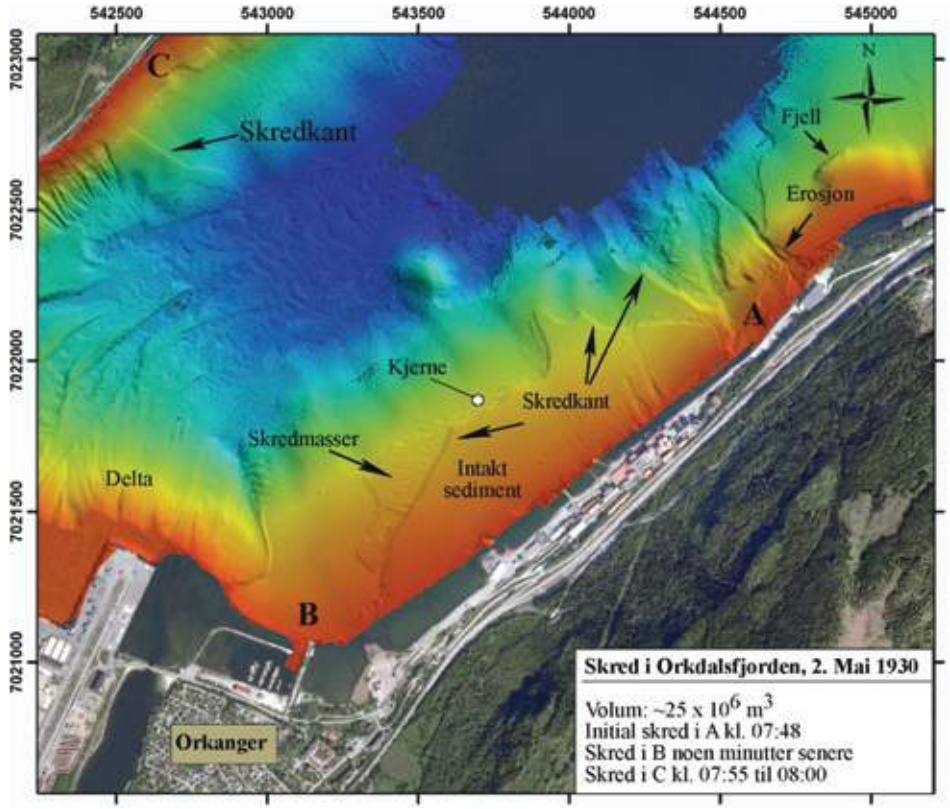
Batymetriske data viser at skredkanten utenfor Ladehammeren er opp til 20-30 m høy. Nedenfor skredkanten finnes det en jevn og flat sjøbunn med spredte skredmasser. Det er i dette området at det initiale monolitiske skredet ble utløst, noe som forklarer at de undersjøiske kablene til Munkholmen ble brutt på samme tid som veien raste ut. Kjerner igjennom denne flaten viser et overkonsolidert grått og laminert leirlag som ligger under en tynn skredavsetning (Figur 3). Leirlaget er tolket å være glideplanet for skredet og overkonsolidering anses å være et resultat av overliggende sedimenter som ble fjernet under raset. Tykke skredavsetninger og delvis intakte skredblokker ses vest for dette glideplanet (Figur 4).



Figur 4: 3D morfologisk bilde fra skredgropen etter 1990 skredet ved Ladehammeren i Trondheim.

SKREDET I ORKSDALSFJORDEN, 2. MAI 1930

Skredet i Orkdalsfjorden oppsto tidlig den 2. mai 1930 rett etter et ekstremt lavt tidevann (Bjerrum, 1971). En liten fylling (1000-1500 m^3) som ble plassert noe tid i forveien raste ut i fjorden og skredet strakte seg 500 m langs land (punkt A; Figur 5). Noen minutter senere raste et 600-700 m bredt område av havna ved Orkanger 2 km unna (punkt B; Figur 5), og sju minutter etter initialskredet ble det observert et skred i strandsonen ved Furenstranda (punkt C; Figur 5).



Figur 5: Batymetriske data koblet sammen med satellitt bilde som viser skredhendelsen ved Orkdalsfjorden, 2. mai 1930. Fra initialskredet i punkt A, kan man følge den 12 m høy skredkanten helt til punkt B. Kjernen som ble samlet inn i skredgropen viser 40 cm av organisk slam over et bløtt leirlag (Figur 9A). Dette laget svarer til den jevn flaten i skredgropen og antas å være glideplanet.

Batymetriske data fra Orkdalsfjorden viser tydelige spor etter skred utenfor punkt A (Figur 5). Skredmassene nedenfor den 15 m høye skredkant viser at sedimentene beveget seg mot den dypere delen av fjorden. Ovenfor den initiale skredgropen og nærmere land, kan man se en markant, 12 m høy skredkant, som strekker seg fra punkt A og sørover til havna ved Orkanger (punkt B; Figur 5). Den jevne bunnen i skredgropen viser at sedimentene sannsynligvis skled langs et og samme plan. Nordøst for initialskredet gjenkjennes en fjellblotning med uregelmessige former på sjøbunnen (Figur 5). Det er sannsynlig at denne fjellryggen kan ha

begrenset de skredutsatte områdene mot nord. På andre siden av fjorden dvs. nordvest side vises det flere grunne skred, og ett av disse korreleres mot det siste registrerte skredet i 1930 (se punkt C; Figur 5). Denne skredkanten er opp til 5 m høy og strekker seg opp til 750 m fra land. Også i dette tilfelle er sjøbunnen i skredgropen veldig jevn, noe som tyder på at sedimentene har glidd langs den samme svake lagpakken.

Flere kjerner (opp til 2 m lange) ble samlet i Orkdalsfjorden i 2009. Kjernene samlet utenfor skredkantene består av en kompakt siltholdig sand. Innenfor skredgropen (se lokalitet i Figur 5), er det funnet et lettere overkonsolidert leirlag, dekket av 40 cm med organisk slam (se Figur 9A). Dette leirlaget svarer til den jevne flaten i skredgropen og antas å være glideplanet for skredet som strekker seg fra A til B.

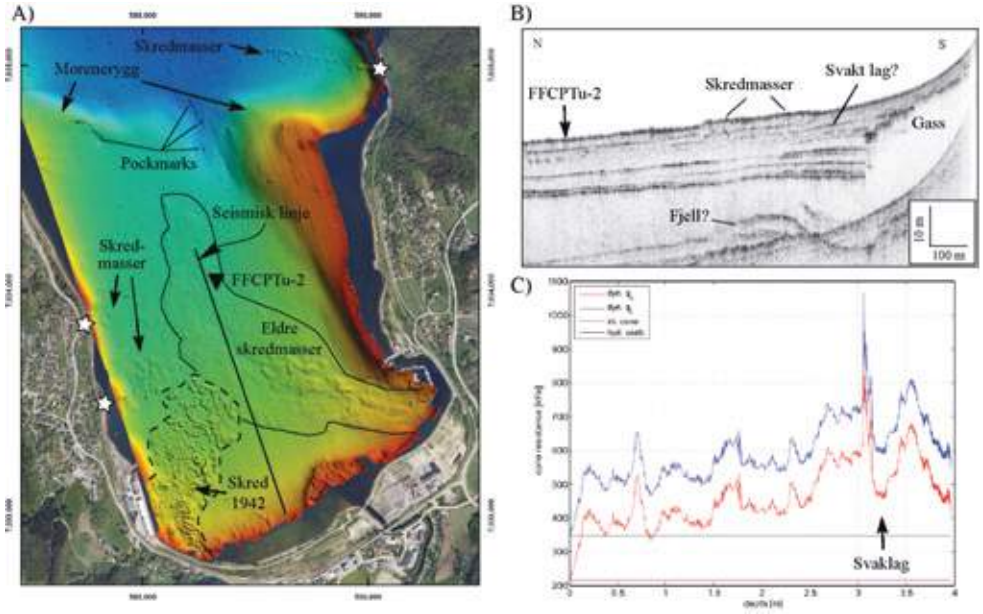
5 SKREDET I HOMMELVIKA, 14. APRIL 1942

Skredet i Hommelvika tok et ukjent tall av menneskeliv i 1942. I perioden før skredet gikk, var det fyllingsarbeid i strandsonen. Den ytterste, nordvestlige delen av fyllingen raste ut i fjorden to dager før ulykken. Arbeidet fortsatte likevel fram til at hovedskredet oppsto ca. 40 min etter lav tidevann (Bjerrum 1971), og hele det nylig fylte området raste ut i fjorden.

Resultater fra de batymetriske målingene viser at skredet har en utbredelse på over 450 m langs strandkanten og at det beveget seg mer enn 750 m ut i fjorden (Figur 6A). Volumet for skredet er målt å være ca. 1×10^6 m^3. Lenger ute i fjorden kan man finne en eldre skredavsetning som trolig stammer fra området ved småbåthavna lenger øst i Hommelvika (Figur 6A). Dette skredet har et volum på 5×10^6 m^3 og har forflyttet seg mer enn 1,700 m ut i fjorden. Vi ser også masser fra flere små skred rundt vika.

På fjordbunn utenfor Hommelvika kan man også legge merke til et stort antall sirkelformede kratre tolket å være "pockmarks" (Figur 6A). Disse varierer i størrelse og kan være opp til 55 m brede og 5-10 m dype. Slike pockmarks er dannet ved kortvarige utstrømninger av gass eller veske fra undergrunnen, og noen av disse kan representere gjentagende eller kontinuerlig utsivning (Hovland mfl. 1988). Pockmarks i Hommelvika ser ut til å ha en sammenheng med en morenerygg som krysser fjorden (Figur 6A). Grovere masser i denne ryggen kan være en vei/passasje for grunnvann som strømmer fra land og ut i fjorden, og i noen tilfelle kan dette forårsaker ugunstige grunnvannsforhold mht stabilitet. Et tett gridd med Topas seismiske linjer ble samlet i Hommelvika i 2009, sammen med batymetriske målinger. Seismikken viser tydelige refleksjoner som strekker seg fra land og ut i fjorden (Figur 5B). Disse refleksjonene slutter i et blankt område på seismikken ved strandsonen. Slike signal er ofte tolket som en gassfront (f.eks. Best mfl. 2003) og det er derfor mulig at sedimentene er gassholdige i dette området.

Det ble gjort flere forsøk med FFCPTu i Hommelvika i 2010 og vi har oppnådd opp til 4 m penetrasjon. Dataene fra FFCPTU-2 viser et svakere lag ved ca. 3,25 m i dybde (Figur 6C). Det er et fall i spissmotstand og friksjon, mens poretrykket øker opp til 20%. Dette leirholdige laget korrelerer mot en distinkt refleksjon i seismikken og denne kan være glideplanet til 1942 skredet.



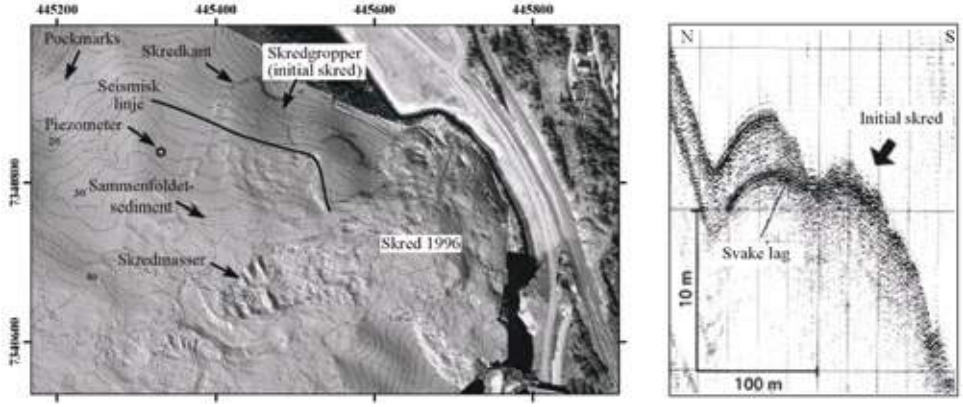
Figur 6: A) Høyoppløsning batymetrisk data satt sammen ortofotoen fra Hommelvika. Dataene viser et mangfold av skredmasser på fjordbunn og flere sirkelformete elementer tolket til å være"pockmarks". Disse kan være opp til 55 m brede og 5 m dyp. De hvite stjernene viser veg eller jernbane skjæringer som er sprengt ut i fjell. B) Høyoppløsning seismisk linje (Topas) som viser distinkte refleksjoner som strekker seg mot land. Refleksjonene stopper ved en mulig gass front i strandsonen. C) Total og korrigerte spissmotstand fra FFCPTu-2 (fra Steiner mfl. 2010a). Noter fallet i spissmotstand ved ca. 3,25 m. Lavere friksjon og oppbygning av poretrykk er også målt ved samme dybde som korrelerer mot en distinkt refleksjon i seismikken (se svaklag i B).

6 SKREDET VED FINNEIDFJORD, 20. JUNI 1996

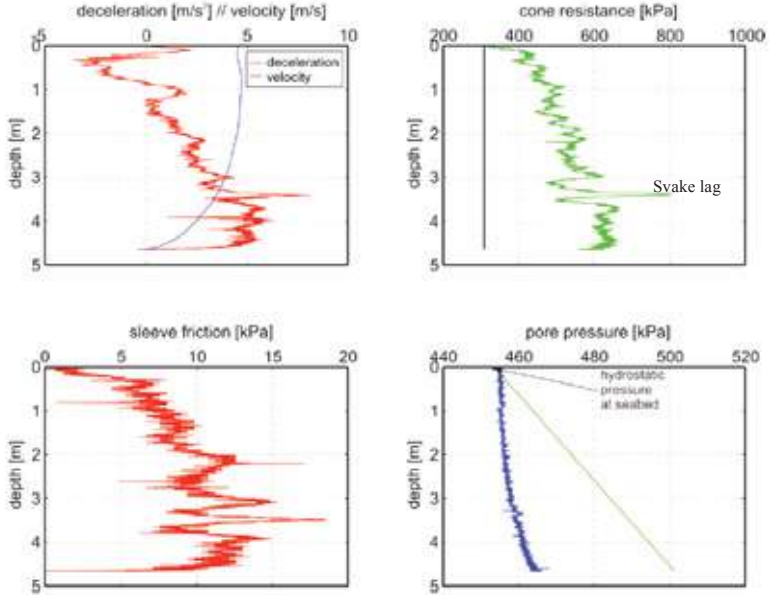
Et undersjøiskskred forplantet seg 100-150 m mot land i bygda Finneidfjord i 1996 og tok fire menneskeliv, ødela tre hus og en del av E6. Geotekniske undersøkelser sammen med morfologiske studie av sjøbunnen har påvist at skredet startet langs et svakt lag under vann (Longva mfl. 2003). I likhet med de fleste skredhendelser i strandsonen er det mange faktorer som kan ha spilt en rolle for utløsning av skredet ved Finneidfjord. Gregersen (1999) mener at økt spenning pga fylling i strandsonen var årsaken til skredet. Janbu (1996) foreslo at økningen i poretrykk grunnet klimatologisk og menneskeskapte faktorer var grunnen til skredet. Det var lengre perioder med kraftig regnvær, og høy grunnvannstand ble registrerte ved land før skredet. Det er også påvist gass i sedimentene under fjordbunnen, og dette kan ha spilt en rolle for oppbygningen av poretrykket (Best mfl. 2003).

Batymetriske data viser at skredgropen etter initialskredet er opp til 500 m bred og 2-3 m dyp (Figur 7A). Bunnen i skredgropen er jevn og flat, og dekket av sammenfoldede sedimenter mot sør. Helningen i området der skredet startet er opp til 22 grader og minsker raskt til <7 grader ved sammenfoldningen. Den jevne flaten i skredgropen samsvarer en kraftig reflektor på den seismiske linjen vist i Figur 7. Flere kjerner er tatt i 2009 og 2010 for å studere de geotekniske egenskapene til sedimentene omkring glideplanet. Resultatene viser at glideplanet for initialskredet i 1996 består av en bløt og lys grå leire med tynne laminering av sand (Figur 9C-D.

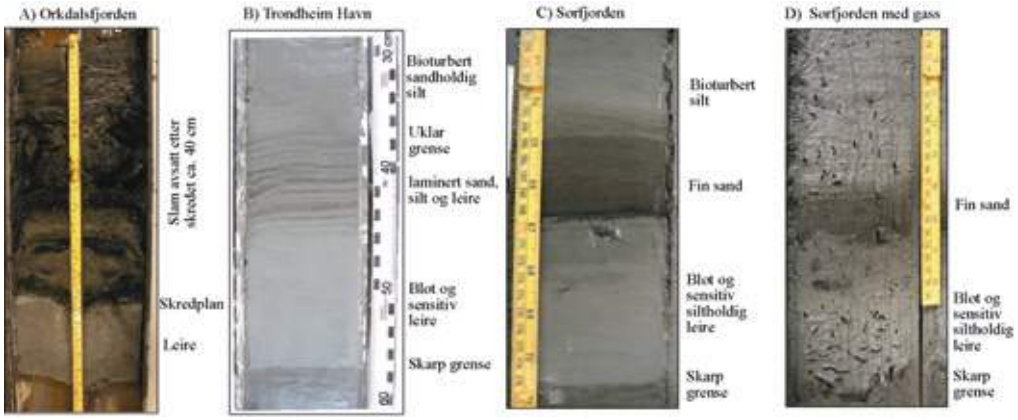
Kombinasjonen av batymetriske data og seismiske linjer viser at dette laget, som kan bli kartlagt over hele fjorden, er blitt brukt i flere områder som glideplan for skred. Det svake laget er også mulig å gjenkjenne ved bruk av FFCPTU data. I Figur 8 vises resultatene fra FFCTu-14 der det laminerte leir laget er funnet ved ca. 3,1-3,5m. FFCPTu data viser et klart fall i spissmotstand og friksjon, samt en økning i poretrykket for det bløte leirlaget (Figur 8).



Figur 7: (til venstre) Høyoppløsning batymetrisk data fra Finneidfjord med tolket morfologiske elementer etter 1996 skredet. (til høyre) Seismisk linje over deler av skredet.



Figur 8: Resultater fra FFCPTu i Finneidfjord (fra Steiner mfl. 2010). Dataene viser et svakt lag ved 3.1-3.5 m. Dette stemmer godt med et laminert og bløtt leirlag fra en Calypso kjerne innsamlet noen få meter unna.



Figur 9: Sammenligning av leirlagene som svarer til glideplanet for skred i A) Orkdalsfjorden, B) TrondheimHavn og C) Finneidfjord. D) Leirlag fra Finneidfjord med gass. Kjerne fra Orkdalsfjorden (A) er tatt innenfor skredgropen mens kjerne i B, C og D er tatt utenfor skredgropene.

7 FELLESTREKK FOR SKRED LANGS NORSKE FJORDER

7.1 GLIDEPLAN

Svake lag som kontrollerer stabiliteten av undersjøiske skråninger er funnet mange steder i verden (e.g. Lastras mfl. 2004, Bryn mfl. 2005, Dan mfl. 2007). Også i dette studiet kan man se at skred i norske fjorder ofte beveger seg parallelt og langs svakere lag i stratigrafien. Dette resulterer i flakskred med en flat skredgrop og en markant skredkant. I de fleste tilfeller er det også mulig å gjenkjenne glideplanet ut fra seismiske refleksjonsdata. Glideplanet er ofte representert med en kraftig og distinkt refleksjon i det ellers homogene seismiske signalet (f.eks. Figur 7).

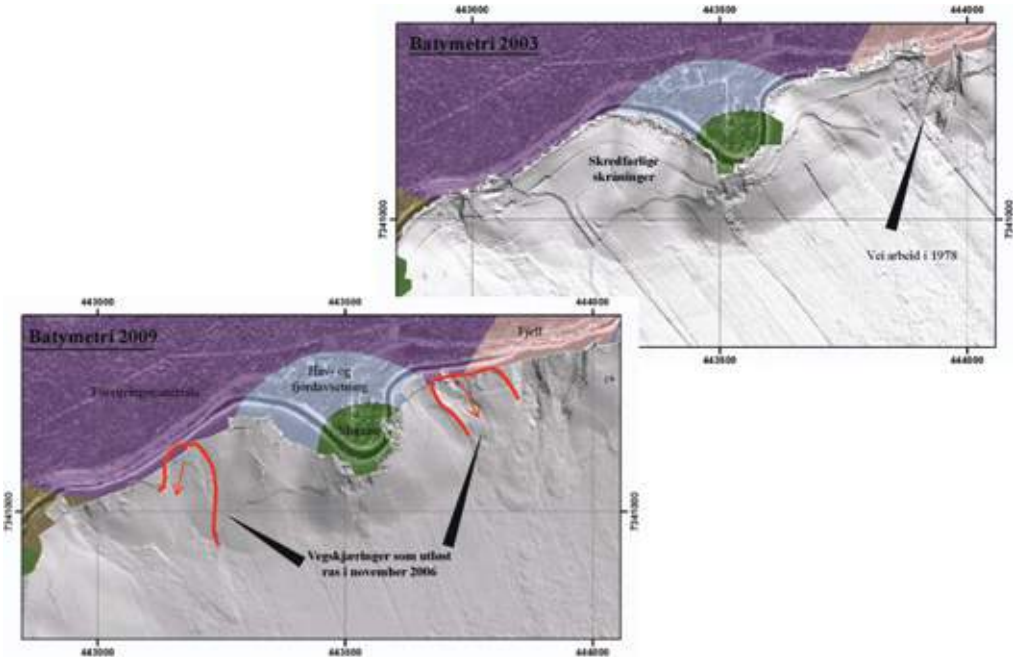
Resultater fra kjerner og CPTu/FFCPTu viser at glideplanet, i mange tilfeller, samsvarer med tynne, laminerte og bløte leirlag, i de ellers bioturberte silt- og sandholdige Holocene avsetningene (Figur 9). Som regel vil disse leirlagene vise lavere udrenert skjærstyrke, lavere omrørt skjærstyrke, høyere sensitivitet og høyere vanninnhold enn de omkringliggende sedimentene. L'Heureux mfl. (2009) og Hansen mfl. (2010) har visst at slike leirlag er avsatt i fjordene som følge av kvikkleireskred på land. Forutsetningen for å finne svake, leirholdige lag slik beskrevet her, er derfor at det har gått forhistoriske kvikkleireskred i kildeområdet. Å påvise disse skred-utsatt sedimentene er av stor betydning for eventuelt geofarevurdering i strandsonen. Bruk av høyoppløselige seismiske data med kjerner eller data fra CPTU/FFCPTu har vist seg å være svært nyttig i kartlegging av slike lag i Trondheimsfjorden og i Finneidfjord.

7.2 UTLØSNINGMEKANISME

Mange naturlige faktorer kan føre til skred i strandsonen, som f. eks. erosjon, rask sedimentasjon, jordskjelv, tidevann og bølger (Hampton mfl. 1996, Locat & Lee 2002). Menneskelig aktivitet som fylling, mudring og sprenging i strandsonen er også vanlige årsak til skred langs norske fjorder. Resultater fra de 5 overnevnte historiske skredene viser at det ofte er en kombinasjon av faktorer som er nødvendig for å utløse et skred. I mange tilfeller er skredet utløst av menneskelig aktivitet pga av økt effektiv spenning og/eller økt poretrykk. Det er

interessant at skredene beskrevet i dette studiet oppstod ved lavt tidevann, og på våren (sein vår for Finneidfjordskredet). Det er to hovedgrunner som kan forklare dette, 1) poretrykksforholdene kan ofte være forverret på våren pga av snøavsmeltingen kombinert med langvarig regn og 2) mange byggeprosjekter begynner på våren.

Poretrykksdata samlet ved Skansen i Trondheim (Statens Vegvesen 2008) og fra sjøbunnen i Finneidfjord har vist høyt poretrykksratio (r_u), henholdsvis opp til 0,40 og 0,25. I begge områdene er poretrykksdata høyest rett under de bløte og laminerte grå leirlagene. Disse lagene er regionale og relativt tette i forhold til de siltige og sandholdige sedimentene. Derfor opptrer de som barriere ved grunnvannstrømning og biogen gass, med mulighetene for å danne høyt poretrykk ved 1) grunnvannstrømning fra land til sjø, 2) tidevannsyklus, 3) høy sedimentasjonsrate rate og 4) menneskelig aktivitet (se Figur 11). Kartlegging av pockmarks på sjøbunnen i Trondheim havn, Finneidfjord og Hommelvika kan også være en bekreftelse på ugunstige poretrykksforhold i sjøbunnsedimenter. Økt poretrykk pga av langvarige regnvær, snøavsmelting og grunnvannstrømning fra land til sjøs ansees derfor å være et viktig bidrag til utløsning av skred.



Figur 10: Høyoppløsning batymetrisk data ved Storkleiva i Finneidfjord fra 2003 og 2009. Data viser at sprengning i vegskjæringer utløst ras i sjøen både i 1978 og i 2006.

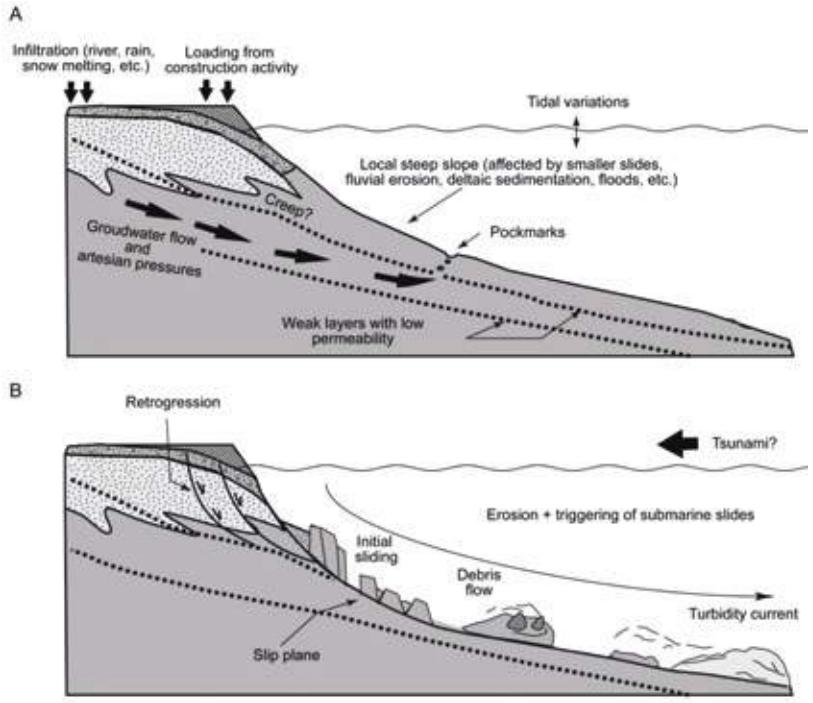
En viktig observasjon er de mange skredene som vi finner i tilknytting til veg- eller jernbaneskjæringer (se Fig. 6 og 10). Ved Storkleiva i Finneidfjord har sprengning i vegskjæringer utløst ras i sjøen både i 1978 og i 2006. I begge tilfeller var det samme svake lag som var glideplanet for initialskredet i 1996 aktivt. Rystelser fra sprenging i fjell ser ut til å forplante seg i fjellet og utløse ras i skredfarlige skråninger under vann. Punkteres

kvikkleirelommer, eller at erosjon fra skredmasser utløser nye ras, kan dette få alvorlige konsekvenser.

7.3 SKREDMEKANISME OG UTVIKLING

Basert på overnevnte studiet kan vi forsøke å danne et generelt bilde av skredmekanismer for typiske flak-type skred langs strandsonen. Prosessen starter ofte med en bevegelse parallelt med et svakt lag i stratigrafien. Et flak av sedimenter begynner å bevege seg nedenfor en skråning og dette fører til avlasting av skredkantene og påfølgende retrogresjon. Strømmen av sedimenter kan erodere, og dette kan føre til utløsning av skred nedstrøms og til og med tsunami (e.g 1888 skred i Trondheimhavn; L'Heureux mfl. 2010b). På grunn av sedimenter i bevegelse, kan store arealer på sjøbunn og i strandsonen bli påvirket.

Tilbakegang (retrogresjon) av skredet i strandsonen vil fortsette så lenge ugunstige grunnforhold eksisterer, og så lenge morfologien av skredet muliggjør evakueringen av skredmassene. Vanligvis vil prosessen stoppe opp ved strandlinje pga av tilstedeværelsen av grovere masser (f.eks. strand grus og fyllmasse; Figur 11), og fordi de svake og laminerte leirlagene viser høyere skjærstyrke ratio (s_u/σ'_{v0}) på land. I tilfeller hvor kvikkleire er til stede kan et undersjøisk skred forplante seg langt inn på land med ødeleggende virkning (e.g. Finneidfjordskredet).



Figur 11: Geologisk modell fra Trondheimhavn som viser A) en rekke faktorer som påvirke stabilitet i strandsonen og B) utviklingsmekanisme etter et initial skred. (fra L'Heureux mfl. 2010a)

8 KONKLUSJON

- Høyoppløsning batymetriske data gir viktig info om prosesser i strandsonen til vurdering av stabilitet og for å forstå skredmekanismer.
- Studiet viser at mange skred går langs svake lag i stratigrafien i norske fjorder.
- Det er mulig å kartlegge disse lagene med bruk av refleksjonsseismikk koblet sammen med grunnundersøkelser og dette gir informasjon om type sedimenter og eventuelt lagdeling.
- Dataene kan også indikere dyp til fjell til nyttige for å forstå dreneringsforhold og begrensningen til en eventuell skredutbredelse.
- Seismiske profiler vil kunne benyttes i interpolasjon mellom borepunkt, og således gi mer realistiske geologiske modeller, stabilitetsberegninger og mer helhetlig forståelse av området med stor nytteverdi for kartlegging av fare for skred i strandsonen.

9 REFERANSER

Best AI, Clayton CRI, Longva O, Szuman M (2003) The role of free gas in the activation of submarine slides in Finneidfjord. . *In*: Locat, J. & Mienert, J. (eds.): *Submarine Mass Movements and Their Consequences*, 531– 538. Dordrecht, Netherlands: Kluwer academic Publishers.

Bjerrum, L. 1971: Subaqueous slope failures in Norwegian fjords. Norwegian Geotechnical Institute, Publ. 88.

Bryn, P., Berg, K., Forsberg, C.F., Solheim, A. & Kvalstad, T.J. 2005: Explaining the Storegga Slide. *Marine and Petroleum Geology* 22, 11-19.

Dan, G., Sultan, N. & Savoye, B. 2007: The 1979 Nice harbour catastrophe revisited: Trigger mechanism inferred from geotechnical measurements and numerical modeling. *Marine Geology* 245, 40-64.

Emdal, A., Janbu, N. & Sand, K. 1996: The shoreline slide at Lade. *In* Senneset, K. (ed.): *Landslides*. Proceedings of the 7th International symposium on Landslides, Trondheim, Norway, vol. 1, 533-538.

Hansen L, L'Heureux J-S, Longva O (2010) Turbiditic, clay-rich event beds in fjord-marine deposits caused by landslides in emerging clay deposits – palaeoenvironmental interpretation and role for submarine mass-wasting. *Sedimentology*. doi: 10.1111/j.1365-3091.2010.01188.x

Hovland, M.,Gardner, J.V. & Judd A.G., 2002: The significance of pockmarks to understanding fluid flow processes and geohazards. *Geofluids* 2, 127-136.

Kongsberg Defense & Aerospace (2004) TOPAS PS 40, System specifications, Parametric sub-bottom profiler. Brochure PS 40. www.kongsberg.com

Lastras, G., Canals, M., Urgeles, R., Hughes-Clarke, J. E. & Acosta, J. 2004: Shallow slides and pockmark swarms in the Eivissa Channel, western Mediterranean sea. *Sedimentology* 51, 1–14.

L'Heureux, J.-S., Hansen, L., Longva, O., Emdal, A. & Grande, L: 2010a. A multidisciplinary study of submarine landslides at the Nidelva fjord delta, Mid-Norway ─ Implications for geohazard assessments. *Norwegian Journal of Geology*. Vol 90, pp. 1-20.

L'Heureux, J.-S., Glimsdal, S., Longva, O, Hansen, L., Harbitz, C.B. 2010b. The 1888 shoreline landslide and tsunami in Trondheimsfjorden, central Norway. *Marine Geophysical Researches.*

L'Heureux, J.-S., Hansen, L. & Longva, O. 2009: Development of the submarine channel in front of the Nidelva River, Trondheimsfjorden, Norway. *Marine Geology* doi:10.1016/j.margeo.2009.01.005

L'Heureux, J.-S., Longva, O., Hansen, L. & Vingerhagen, G. 2007: The 1990 submarine slide outside the Nidelva River mouth, Trondheim, Norway. *In* V. Lykousis, D. Sakellariou & J. Locat, (eds.): *Submarine Mass Movements and Their Consequences,* Kluwer Series on Advances in Natural and Technological Hazards Research, vol. 27, 259-267.

Locat J. & Lee, H.J. 2002: Submarine landslides: advances and challenges. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 193–212.

Longva, O., Janbu, N., Blikra, L.H. & Boe, R. 2003: The 1996 Finneidfjord slide: seafloor failure and slide dynamics. *In*: Locat, J. & Mienert, J. (eds.): *Submarine Mass Movements and Their Consequences*, 531– 538. Dordrecht, Netherlands: Kluwer academic Publishers.

Rygg, N. & Oset, F. 1996: The Balsfjord landslide. *In* Senneset, K. (ed.): *Landslides.* Proceedings of the 7th International symposium on Landslides, Trondheim, Norway, vol. 1, 573-577

Skaven-Haug, S. 1955: Undervannskred i Trondheimhavn området. *Norwegian Geotechnical Institute,* Publ. 7.

Statens Vegvesen. 2008: Evaluation of groundwater and uplift pressure in Pit 5 – Skansenløpet tunnel. Unpublished internal report. 11 pp.

Stegmann S., Villinger H., Kopf A. 2006a: Design of a modular, marine free-fall cone penetrometer. Sea Technol 47:27-33

Stegmann S., Mörz T., Kopf A. 2006b: Initial results of a new free-fall cone penetrometer (FF-CPT) for geotechnical in situ characterization of soft marine sediments. Norwegian J Geol 86:199-208

Steiner, A., Lange, M., Kopf A., 2010a: Preliminary FF-CPTu Results and Analysis of R/V SEISMA Cruise: Finneidfjord, Norway, June 30th, 2010 – July 02nd, 2010.

Steiner, A., Lange, M., Kopf A., 2010b: Preliminary FF-CPTu Results and Analysis of R/V SEISMA Cruise: Hommelvika Norway, July 05th, 2010.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

STREKKFORANKRING I BERG

Anchoring in rock

Siv.ing Andreas Ongstad, Norconsult AS
Dr.ing Jan Bergh-Christensen, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Strekkforankringer i berg dimensjoneres for å kunne ta opp betydelige strekkrefter. Gjerne er forankringer benyttet ved vanskelige grunnforhold. Samtidig utføres sjelden undersøkelser av bergmassen strekkreftene skal overføres til. Ved bruk av aktive strekkforankringer har man ved prøvetrekking en mulighet til å dokumentere at hele eller deler av forankringen holder for de kreftene den er dimensjonert for, en dokumentasjon som sjelden gjøres for passive forankringer.

I dag er det i bruk flere modeller for dimensjonering av strekkforankringer. For samtlige metoder gjøres en vurdering av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp for å unngå oppriving av selve strekkforankringen eller den omsluttende bergmassen. Utrivningsmodellene som benyttes er i varierende grad konservative, fra å bare ta i betraktning bergmassens egenvekt til å utnytte en antatt heftfasthet i bergmassen.

Hovedutfordringene ved strekkforankringer i berg er knyttet til svake bergarter overlagret av løsmasser der det anvendes stålkjernepeler og hvor kontroll av in situ kapasitet sjelden gjøres. Det burde for denne type grunnforhold og forankring utføres indirekte undersøkelser av kapasitet ved kontroll av borehull etter boring. En sammenstilling og styrkning av nasjonal erfaring om heftfasthet mellom mørtel og berg og utrivningsmotstand i svak berggrunn burde være av interesse for alle aktører innen bergforankring.

SUMMARY

Tensioned anchors in rock are usually designed to withstand large pull-out forces, often at sites with poor ground conditions. Ground investigations of the rock mass are rarely done. By using pretension rock anchors it is possible to document that the anchor have the desired design capacity. Such documentation is usually not done for passive anchors.

Today several different models for design of anchors in rock are in use in Norway. Evaluation of the bond length necessary to avoid rupture of the anchor is done with regard to the bond between steel/grout and grout/rock. Necessary anchoring depth to avoid pull-out of the rock mass surrounding the anchor is also controlled. Different models describing pull-out of the rock mass vary in conservatism from using pure weight of rock to using the assumed shear strength of the rock mass in the calculations.

The main issues regarding anchoring in rock are related to weak rock covered by soil, where steel core piles are used and testing of the pull-out performance of the piles are seldom done. Indirect methods to evaluate the capacity of the piles should be done by video inspection of the boreholes. It should also be in common interest for the foundation community to collocate national experience about bond strength between grout and rock and pull-out resistance of weak Norwegian rock masses.

1 INNLEDNING

Strekkforankringer generelt har en rekke anvendelsesområder både som midlertidig og permanent forankring til berg av fundamenter og andre konstruksjoner. Følgende er noen eksempler hvor bruk av strekkforankringer er vanlig nasjonalt og internasjonalt:

- Forankring av spuntvegger eller andre avstivninger i løsmasseskjæringer og byggegroper
- Sikring av større bergskjæringer og bergskråninger
- Stabilisering av støttemurer og landkar
- Stabilisering av betongdammer
- Oppdriftsforankring av tette konstruksjoner under grunnvannsnivå
- Forankring av hengebrukabler
- Forankring av rørledninger
- Forankring av tårnkonstruksjoner (høyspentmaster, antennemaster, vanntårn)

2 GRUNNUNDERSØKELSER

Grunnforholdene i eksemplene ovenfor vil kunne variere betraktelig, fra lite oppsprukket krystallinsk bergmasse blottlagt i dagen over store områder, til svake skifrige sedimentære bergarter overlagret av titalls meter løsmasser.

Behovet for grunnundersøkelser av berg og løsmasser vil variere mye avhengig av de stedlige geologiske forholdene. Omfanget av grunnundersøkelser som blir utført i forkant av forankringsarbeidene avhenger imidlertid ikke bare av de geologiske forholdene, men også av størrelsen på forankringsarbeidene og på prosjektet.

For byggeprosjekter hvor bergoverflaten på anleggstedet er overlagret av løsmasser, vil grunnundersøkelsene gjerne begrense seg til totalsonderinger eller andre typer grunnundersøkelser ned til fast berg. Dette kan sies å være gjeldende praksis både for prosjekter der forankringsarbeidene kan være av et beskjedent omfang og gjerne også bare har en midlertidig funksjon, men også for større bygg- og anleggsprosjekter der strekkforankringer utgjør en større del av grunnarbeidene og både er midlertidige og permanente.

På anleggssteder der berget er blottlagt i dagen vil det kunne gjøres sprekkekartlegging og gjerne en klassifisering av bergmassen, men lite eller ingen supplerende informasjon innhentes vanligvis om hva slags mekaniske egenskaper de enkelte bergartene og bergmassen har in situ. Bruk av erfaring fra andre anlegg med tilsvarende grunnforhold eller bruk av verdier for tilsvarende bergarter fra generelle tabellverk vil i slike tilfeller ofte danne grunnlag for dimensjoneringen. Undersøkelser av selve berggrunnen ved kjerneboring og bergmekaniske tester i felt eller laboratorium er gjerne begrenset til broer og damanlegg.

De fleste bergartene i Norge har en høy trykkfasthet som langt overstiger trykkfastheten til betong. For forankringer utført i lite oppsprukket bergmasse, med sterke bergarter og med god kontroll på utførelsen er ikke manglende in situ dokumentasjon på bergmassens styrkeegenskaper nødvendigvis noen problemstilling å ta opp til diskusjon. For sterkt skifrig eller oppsprukket bergmasse, hvor trykkfastheten til bergarten er lavere enn for betong og hvor muligheten for visuell vurdering av bergmassen ikke er tilstede på grunn av mektig løsmasseoverdekning eller bebyggelse, er dette på den annen side diskuterbart. Spesielt for de tilfellene hvor kontroll på dimensjoneringen og utførelsen av forankringen ved for eksempel prøvetrekking heller ikke blir utført.

3 PASSIV OG AKTIV STREKKFORANKRING

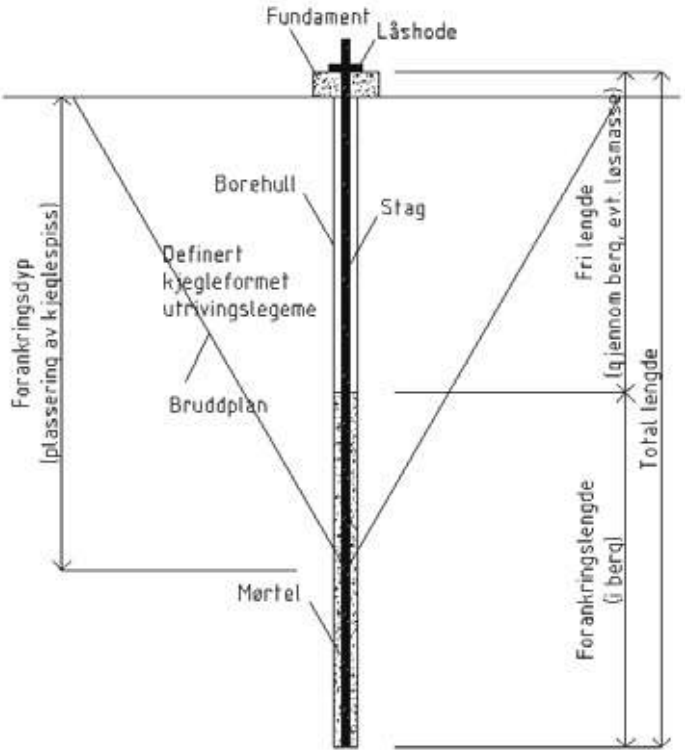
Det er vanlig å skille mellom passive og aktive strekkforankringer, da det er vesentlige forskjeller når det gjelder funksjon og utforming, krav til materialer, utførelse og kontroll for disse to typer forankringer. Følgende er en kort orientering om de to hovedtypene strekkforankringer med hovedfokus på muligheten for å verifisere utførelse og kontroll.

3.1 Passive strekkforankringer i berg

Ved passive strekkforankringer påføres ikke forankringen noen krefter før det mobiliseres strekkrefter på denne fra en konstruksjon eller bergmassen selv. Eksempler på passive strekkforankringer er fullt innstøpte kamstålbolter og stålkjernepeler som tar opp strekkrefter (strekkpeler).

Der hvor en konstruksjon hviler direkte på berg og borehullet er boret direkte i berg, benyttes det vanligvis kamstålbolter. Som passiv forankring er da bolten innstøpt i hele borehullets lengde.

Stålkjernepeler benyttes der berget er overlagret av løsmasser med en gitt mektighet. For å sikre stabiliteten i den delen av borehullet som er i løsmassene benyttes det vanligvis et fôringsrør som går ned til berg. Også i dette tilfellet kan forankringen være innstøpt i hele hullets lengde, men den effektive delen av innstøpningen vil være begrenset til forankringslengden i berg nedenfor fôringsrøret.

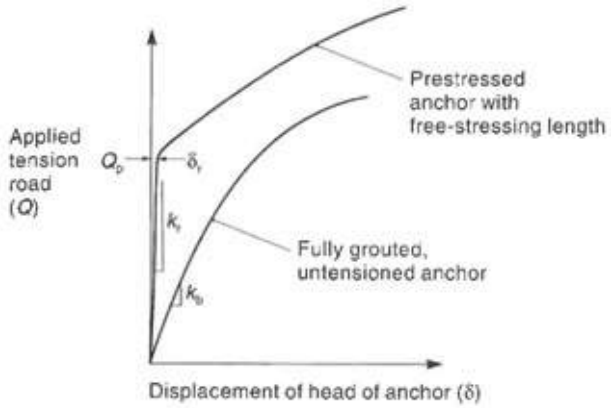


Figur 1: Prinsipptegning av aktiv forankring (forspent stag) med teoretisk utrivningslegeme

3.2 Aktive strekkforankringer i berg

Eksempler på aktive strekkforankringer er bergankre eller stag hvor strekkreftene overføres via lisser eller stenger. Ved stagforankringer påføres staget en prøvebelastning som ligger over dimensjonerende last, før den påføres en forspenningskraft av en gitt størrelse. Dette gjøres i forkant av at forventede strekkrefter mobiliseres i staget av et fundament eller en konstruksjon. For at staget skal kunne spennes opp må det ha en fri lengde. Prinsipptegning av et stag er vist ved figur 1.

En av fordelene med forspente forankringer er at forskyving og/eller løfting av låshodet ved senere ekstern strekkbelasting elimineres eller begrenses betraktelig. I og med at forankringen er oppspent, må forspenningslasten overvinnes før ankerhodet forskyves nevneverdig av de ytre påførte lastene. For passive forankringer vil det oppstå bevegelse i hodet til forankringen med en gang denne påføres strekkbelastning. Dette er illustrert i figur 2.



Figur 2: Bevegelse av låshodet for forspente og passive forankringer ved pålastning (Etter Wyllie 1999)

En annen fordel ved aktive strekkforankringer er at kapasiteten til forankringen prøves før den påføres strekkbelastninger. Avhenging av stagets konstruksjonstype og installasjonsmetode vil dette kunne gjelde alle bruddtyper som kan forekomme, eller i noen tilfeller bare heft mellom stag og mørtel i tillegg til brudd i selve stagstålet. Når forspenningskraften settes direkte mot berget over staghullet og dette samtidig er utstøpt også i den frie staglengden, vil man ikke få testet heften mellom mørtel og berg og bergmassens utrivningsmotstand.

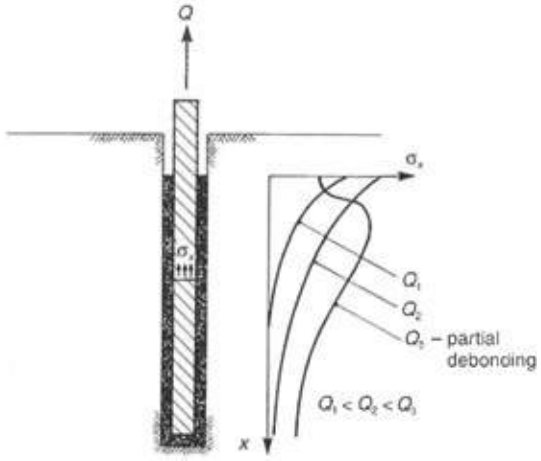
4 BELASTNINGSOVERFØRING

Når en forankring påføres en ren strekkraft, overføres belastningen til berget via grensesjiktene stål/mørtel og mørtel/berg.

Fordelingen av skjærspenningene langs forankringslengden er undersøkt ved tallrike feltforsøk med strekkbelastning av instrumenterte bolter innstøpt i sterke og svake bergarter og i betong, ved laboratorieforsøk og ved nummerisk modellering. Forsøkene gir et godt bilde av hvordan lastoverføringen fra bolt til berg utvikler seg ved pålastning fram til brudd.

Ved økende strekkbelastning skjer det en trinnvis mobilisering av skjærmotstand i grensesjiktene stål/mørtel og mørtel/berg fra munningen av den innstøpte lengden og nedover langs bolten. Fordelingen av skjærmotstand vil i starten av pålastningen være ikke-lineær, med høye spenninger konsentrert ved munningen av den innstøpte bolten og med et eksponentialt fall mot bunn av bolten hvor skjærmotstanden er tilnærmet null. Ved økt strekkbelastning vil fordelingen av skjærmotstand gå mot en mer lineær form med mobiliserte skjærkrefter også ned mot bunn av bolten. Økes strekkbelastningen ytterligere vil det utvikles et skjærbrudd fra munningen av bolten, og spenningstoppen flyttes nedover langs bolten. Forutsatt at strekkbelastningen ikke fortsetter å øke, vil bruddutviklingen kunne stoppe opp og spenningstoppen stabilisere seg. Utvikles skjærbrudd over hele boltens lengde er det kun friksjonskrefter som holder bolten på plass i boltehullet (Wyllie 1999).

Spenningsutvikling for en fullt innstøpt kamstålbolt ved økende pålasting ($Q_1 < Q_2 < Q_3$) er illustrert i figur 3. Her er skjærspenningene ved lav strekkbelastning Q_1 høy ved munningen av bolten, mens fra halvveis på den forankrede delen av bolten og ned mot bunnen er det tilnærmet ingen skjærspenninger. Ved økende belastning Q_2 fordeles skjærspenningene seg over hele boltens lengde, men fortsatt er spenningskurven eksponentialfordelt med størst spenninger ved munningen av bolten og lave spenninger i bunnen. Ved fortsatt økt belasting på bolten nås en spenningstilstand Q_3 der heften mellom mørtel og stål eller berg overskrides og en bruddutvikling langs boltens lengde initieres. Med reduserte muligheter til å ta opp skjærspenninger (fortsatt kan mørtelen overføre friksjonsmotstand) flyttes spenningstoppen som før var størst ved munningen av bolten, nedover mot enden. Dersom Q_3 ikke økes ytterligere kan det tenkes bruddutviklingen opphører, og at spenningstilstanden stabiliserer seg som vist på figuren.



Figur 3: Teoretisk illustrasjon av skjærmotstand over boltelengden ved ulike strekklaster (Etter Wyllie 1999)

Selv om forsøk viser at skjærspenningene fordeler seg ujevnt over boltens lengde, antas det for enkelhetens skyld ved beregning av nødvendig forankringslengde at skjærmotstanden er jevnt fordelt over hele forankringslengden.

5 KODER, STANDARDER OG VEILEDNINGER

Det finnes mye anerkjent internasjonal litteratur vedrørende stagforankringer til berg. Mindre omtalt er strekkforankringer med stålkjernepeler, som til en viss grad kan forklares med at pelemetoden ikke er så kjent utenfor Skandinavia (Pålkommissionen 2000).

I litteraturen finnes det et par britiske "verk" om stagforankring som det både internasjonalt og i Norge refereres veldig mye til. Disse tekstene beskriver og er ment brukt for stagforankringer, men gir også noen anbefalinger som er relevante for peleforankringer:

- *BS 8081: 1989 - British Standard Code of practice for Ground anchorages*
  Standarden er en meget omfattende standard som beskriver stagforankringer til jord og berg, og inneholder også beregningsmetoder for bestemmelse av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp.
- *Littlejohn & Bruce: Rock anchors - state of the art*
  Denne artikkelserien fra 1975-76 er en grundig gjennomgang av internasjonal praksis på fagfeltet stagforankringer i berg. Det gis her en beskrivelse av beregningsmodeller som er i bruk internasjonalt, sammen med benyttede fasthetsparametere mellom mørtel og berg for en rekke ulike bergarter.

Det finnes ikke noen tilsvarende norsk standard for stag- og peleforankringer som i detalj som den britiske beskriver dimensjonering av stag og peler. To standarder gir noen generelle retningslinjer for grunnundersøkelser og dimensjonering av nødvendig forankringslengde:

- *Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering. Del I - allmenne regler*
  Standarden gir generelle retningslinjer både for passive og aktive strekkforankringer i berg, og angir på generell basis partialfaktorer (lastfaktorer og materialkoeffisienter) for dimensjoneringen, men det gis ingen retningslinjer for valg av beregningsmodell for ulike grunnforhold.
- *NS-EN 1537: Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Stagforankringer*
  Standarden gir en generell beskrivelse av krav og retningslinjer for grunnundersøkelser og dimensjonering, men er i hovedsak en standard for utførelse og kontroll av stagforankringer.

I Sverige har Pålkommisionen kommet ut med en egen rapport for stålkjernepeler

- *Rapport 97: Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll* omfatter stålkjernepeler utsatt for trykk- og strekkbelastninger. Rapporten angir blant annet retningslinjer og regler for dimensjonering av strekkpeler.

Flere norske etater har kommet med sine egne veiledninger for bolte- og stagforankringer:

- Statens Vegvesen har gitt ut to publikasjoner som omfatter bolte- og stagforankring. *Intern rapport nr. 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg* beskriver passiv forankring til berg av betongkonstruksjoner med bergbolter, mens *Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging* gir retningslinjer for dimensjonering av stagforankringer for spuntvegger.
- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) oppgir i sin rapport *Retningslinjer for betongdammer* en beregningsmetode for dimensjonering av ikke oppspente bergbolter. Metoden er tilsvarende den Statens Vegvesen presenterer i Intern rapport nr. 2374.

6 DIMENSJONERING AV STREKK- OG SPENNFORANKRINGER

Ved dimensjonering av strekkforankringer, enten det er snakk om passive eller aktive forankringer, gjøres det en vurdering av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp.

Forankringslengden må være tilstrekkelig for å unngå utrivning av selve forankringen. Dette gjøres ved å kontrollere at heften mellom stål/mørtel og mørtel/berg er større enn den dimensjonerende strekkbelastningen på forankringen, og benytte lengste nødvendige forankringslengde som dimensjonerende. For å kontrollere at bergmassen rundt forankringen gir tilstrekkelig med mothold, gjøres det også en kontroll av nødvendig forankringsdyp for å unngå utrivning av et definert berglegeme.

I tillegg til å vurdere den ytre kapasiteten til forankringen må det kontrolleres at selve pelen/staget har en slik dimensjon og kapasitet at det kan ta opp de dimensjonerende strekkreftene uten at stålet går til brudd. Vurdering av indre kapasitet til forankringen blir det ikke gått noe nærmere inn på i denne artikkelen.

6.1 Heft mørtel/stål

Heften mellom mørtel og stål regnes gjerne å bestå av følgende tre komponenter (Littlejohn & Bruce 1977):

- Adhesjon: Limvirkning mellom de to materialene som blant annet skyldes mikroujevnheter i stålet. Adhesjonen antas å opphøre når det oppstår glidning mellom mørtelen og stålet på grunn av strekk i forankringen.
- Friksjon: Størrelsen er blant annet avhengig av stålets overflatekarakter og omhyllingstrykket på stålet, og antas å være uavhengig av stagkraften.
- Fortanning: Låsing som skyldes større ujevnheter på ståloverflaten, som for eksempel kammene på en kamstålbolt, riller eller sveiselarver på en stålkjernepel eller tvinnede metalltråder i et lissestag.

Den karakteristiske heftfastheten mellom mørtel og stål kan finnes fra tabeller for ulike mørtelkvaliteter og typer ståloverflater. Nødvendig forankringslengde for kontaktsonen stål og mørtel er gitt ved følgende formel 1:

Formel 1: Nødvendig forankringslengde gitt ved heft mørtel/stål
(Etter Statens Vegvesen 2010, Littlejohn & Bruce 1977)

$$L_{mørtel/stål} = \frac{F_d}{\pi \cdot d_b \cdot \tau_{d,mørtel/stål}}$$

F_d: dim. strekkbelastning
d_b: ankerdiameter
$\tau_{d,\ mørtel/stål}$: dim. heftfasthet mørtel/stål

6.2 Heft mørtel/berg

For kontaktsonen mørtel/berg består også heften av adhesjon, friksjon og fortanning. Nødvendig forankringslengde for kontaktsonen mørtel/berg beregnes med en tilsvarende formel som den over, se formel 2.

Ved beregning av nødvendig borehullslengde i berg er det vanlig å benytte en hullengde som går noe dypere enn nødvendig forankringslengde for å sikre at hele den virksomme innstøpte delen av forankringen er plassert dypere enn det forvitrede berget i dagbergsonen.

Formel 2: Nødvendig forankringslengde gitt ved heft mørtel/berg (Etter Statens Vegvesen 2010, Littlejohn & Bruce 1977)

$$L_{mørtel/berg} = \frac{F_d}{\pi \cdot d_h \cdot \tau_{d,mørtel/berg}}$$

d_h: hulldiameter
$\tau_{d,\ mørtel/berg}$: dim. heftfasthet mørtel/berg

I formel 2 er det gjort en rekke forutsetninger og forenklinger:

- Det forutsettes at skjærspenningene overført fra det innstøpte ankeret til bergoverflaten i borehullet er jevnt fordelt over hele forankringslengden, og at skjærspenningene overført fra overflaten av ankeret fordeles likt over hele borehullsveggen.
- Det forutsettes dessuten at det er oppnådd heft langs hele ankeret, dvs. hele den forankrede delen av ankeret er fullstendig innhyllet i mørtel og det er ingen deler hvor heftfastheten er redusert.

Heften mellom mørtel og berg avhenger blant annet av bergartstypen og ruheten av borehullsveggen.

Bergartstypen og bergartens tekstur har mye å si for bergartsstyrken og hvordan bruddutvikling i intakt bergart foregår. Er mineralene i bergarten parallellorientert vil dette være langt mer ugunstig enn om bergarten har en uorientert tekstur.

Bergartstypen og bergmassens oppsprekning vil også ha betydning for ruheten av borehullsveggen. Borehull i sterke homogene bergarter vil kunne gi et annet boreresultat enn i svake, skifrige bergarter. Ved svært ujevn borehullsoverflate vil man kunne forvente økt fortanning og økt heft pga varierende borehulltverrsnitt og større effektiv bergoverflate i borehullet enn for det helt glatte borehullet som forutsettes i formel 2.

Det er vanlig praksis at heftfastheten hentes ut fra tabellverk, som f.eks. tabell 1. De fleste publiserte tabellverk inneholder internasjonale erfaringstall som ikke inkluderer forsøk gjort på norske bergarter.

Tabell 1: Eksempler på heftfasthet for vanlig forekommende bergarter ved bruk av mørtel med fasthet minst lik B30 (Etter SVV 2010)

Bergart	**Heftfasthet**
	MN/m2
Granitt	2,0
Gabbro	2,5
Gneis	1,5
Kvartsitt	2,5
Sandstein	1,2
Kalkstein	2,0
Leirskifer	0,5

For de fleste norske bergarter vil mørtelens styrke være det svakeste leddet i kontaktsonen mellom mørtel og berg. For de svakeste sedimentære bergartene (f.eks. leirskifer og alunskifer) vil derimot berget kunne utgjøre det svakeste leddet.

I tillegg til bergartstypen og ruheten til borehullsveggen vil utførelsen av forankringsarbeidene også kunne ha innvirkning på den resulterende heften mellom berg og mørtel:

- Boreslam og borkaks på borehullsveggen vil kunne redusere heften og/eller den effektive innstøpingsoverflaten på borehullsveggen dersom man ikke oppnår tilstrekkelig spyling av borehullet. Spyling av borehullet til returvannet er rent er vanlig ved utførelsen av forankringer, men rent returvann trenger ikke nødvendigvis bety at borehullsveggene er fri for slambelegg.
- Strømmende grunnvann inn i borehullet fra sprekker vil kunne medføre utvasking av mørtel og lokalt kunne gi redusert heft eller områder uten innstøpning. Åpne sprekker og små hulrom i bergmassen vil dessuten kunne føre til lokalt mørteltap dersom ikke disse oppdages og injiseres før forankringen monteres.

6.3 Motstand mot utrivning

6.3.1 Stagforankringer

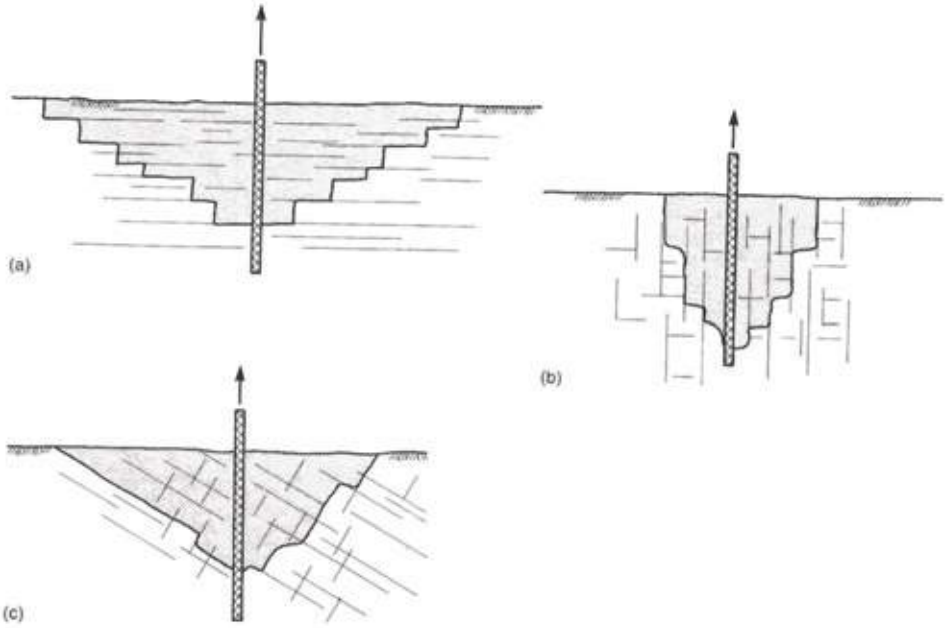
Det er i litteraturen beskrevet ulike beregningsmodeller når det gjelder bergmassens motstand mot utrivning. Alle metodene baserer seg på at et avgrenset berglegeme med en forenklet geometrisk form rives ut ved hjelp av stagkraften, og at kontaktsonen mørtel/berg ikke forstyrres ved denne utrivningen.

En gjennomgående bruddmodell for enkeltstag i utenlandske standarder, veiledninger og litteratur (Littlejohn & Bruce 1977; British Standard Institution 1989; Wyllie 1999; U.S Army Corps of Engineers 1994; m.fl.) viser en bruddfigur i form av en omvendt kjegle rundt staget, med ”bunn” av kjeglen utgående i bergoverflaten og med kjeglespissen plassert et sted på forankringssonen av staget. Kjeglens åpningsvinkel avhenger av bergmassens oppsprekning og bergartsstyrken. De vanligst brukte åpningsvinklene er 60° (2x30°) for svake bergarter i tett oppsprukket eller forvitret bergmasse, og 90° for sterke bergarter i lite oppsprukket bergmasse. Andre åpningsvinkler for moderat bergmassekvalitet (80°) og for meget sterk bergmasse (120°) er også beskrevet (Wyllie 1999; Statens Vegvesen 2004, 2010).

Den lokale strukturgeologien med sprekkeretninger, lagdeling og enkeltslepper vil spille inn på formen på berglegemet, som vist i figur 4. Den mest gunstige orienteringen av forankringen er normalt det dominerende sprekkeplanet i området (f.eks. oppsprekning parallelt foliasjonen i en glimmerskifer, eller parallelt lagdelingen i en leirskifer), mens den mest ugunstige orienteringen er parallelt slike lagstrukturer. Definerte lagstrukturer, sammen med markerte sprekker og slepper, vil kunne avgrense det effektive bergvolumet.

Kjeglespissens plassering i forhold til staget er vanligvis midt på eller i bunn av forankringssonen, og vil i en viss grad være avhengig av bergmassekvaliteten. Førstnevnte plassering blir gjerne brukt i de tilfeller der det er svake bergarter, betydelig oppsprukket bergmasse, og/eller når man ikke har noen prøvetrekkingsresultater fra det samme geologiske området å vise til som kan gi indikasjoner på tillatte forankringslengder.

Plassering i bunn av innstøpingssonen brukes gjerne i de tilfeller der laster fra ankere til borehullsveggen i tillegg til mørtelfastheten overføres ved bruk av endeplate eller mekanisk endeforankring, der det er sterke bergarter og en lite oppsprukket bergmasse, og der man har gjort prøvetrekking (Littlejohn & Bruce 1977).



Figur 4: Strukturgeologiens innvirkning på berglegemet (Etter Wyllie 1999):
a) Horisontal lagdeling – berglegeme med vid kjegleform og stor åpningsvinkel
b) Vertikal lagdeling – berglegeme med spiss kjegleform og liten åpningsvinkel
c) Skråstilt lagdeling – berglegeme med ujevn kjegleform og varierende åpningsvinkel

Plassering av kjeglespiss i toppen av forankringssonen innebærer en sammensatt bruddutvikling både i bergmassen og i kontaktsonen mørtel/berg, og er lite beskrevet i litteraturen.

I Norge er det presentert minst tre ulike beregningsmodeller for stagforankringer. Bruk og tilpasning av modellene vil kunne avhenge av de geologiske forholdene (løsmasseoverdekning over berg/bart berg) og orienteringen av stagene.

Vekt av bergkjegle: Den mest konservative utrivningsmodellen baserer seg kun på berglegemets romvekt for å dimensjonere nødvendig forankringslengde. Det forutsettes derfor at berglegemet er fullstendig avgrenset av sprekker, dvs. det er ikke noen intakte bergbroer eller fortanning til den omsluttende bergmassen, og at berglegemets avgrensningsflater (sprekkeflater) ikke har noen skjærfasthet og dermed heller ikke genererer noen sprekkefriksjon. I de tilfeller berglegemet ligger under grunnvannsnivå, er det vanlig å regne med neddykket romvekt av bergmassen.

Heftfasthet på bergkjegle: En annen beregningsmodell som også antar berglegemet har en omvendt kjegleform, forutsetter at det er bergmassens heftfasthet eller skjærfasthet alene som gir det nødvendige motholdet som forhindrer utrivning av bergmassen. Heftfastheten er gitt ved en konstant verdi som avhenger av bergmassekvaliteten.

Heftfasthet og vekt på bergprisme: En tredje utrivningsmodell forutsetter at det mobiliserte utrivningslegemet har form av et prisme orientert parallelt stagretningen. Modellen forutsetter dermed at bergmassen er oppsprukket parallelt stagets retning da sidekantene på prismets bunnflate tilsvarer den opptredende sprekkeavstanden. Dette er en geometrisk bruddmodell som ikke er funnet beskrevet ved gjennomgang av internasjonal litteratur. Også i denne modellen

forutsettes det at bergmassen har en heftfasthet, men her inkluderes også berglegemets vekt i beregningene.

For de to siste beregningsmodellene forutsettes bergmassen å ha en konstant heftfasthet. Heftfastheten eller skjærfastheten til bergmassen er en sammensatt størrelse bestående av skjærstyrken til intakte bergbroer langs bruddplanet, sprekkefriksjon på allerede eksisterende sprekker og kohesjon av eventuell sprekkefylling. Parameteren kan synes å være vanskelig å fastsette siden den er avhenging av de lokale geologiske forholdene.

I tillegg til de tre beskrevne modellene ovenfor, finnes det flere ulike formler for beregning av nødvendig forankringsdyp der andre bergmasseparametere inngår. Noen tilnærminger antar at friksjon på sprekkeflatene mobiliseres på sprekkeflatene ved oppriving av berglegemet. Modellene forutsetter også her at berglegemet er fullstendig avløst av sprekker, slik at bergmassen opptrer kohesjonsløst – den har ikke noe skjærfasthetsbidrag som skyldes intakte bergbroer mellom sprekkene eller sprekkefylling med kohesivt materiale. For at friksjon på sprekkene skal kunne mobiliseres, må det være en normalkraft rettet på sprekkeflaten. I noen beregningsmodeller er denne normalkraften beregnet ut fra tyngden av berglegemet, mens for andre metoder benyttes horisontalspenningene i den omsluttende bergmassen.

Det er også utviklet formler som beskriver strekkfastheten til oppsprukket bergmasse, basert på Hoek-Browns bruddkriterium. I denne type formler inngår en mer detaljert beskrivelse av bergmasseforholdene, ved at klassifisering av bergmassen og bergartens trykkfasthet inngår i beregningene

Internasjonalt har praksis generelt vært at en beregningsmodell som inkluderer bergmassens skjærfasthet kun har blitt benyttet på sterke, homogene og lite oppsprukne bergarter, mens beregningsmodellen med ”vekt av berglegeme” har blitt benyttet for dårlige grunnforhold med tettoppsprukket bergmasse, sleppemateriale og høyt grunnvannstrykk (Littlejohn & Bruce 1977, British Standard Institution 1984, U.S. Army Corps of Engineers 1994)

6.3.2 Innstøpte bergbolter

For fullt innstøpte bergbolter som passiv strekkforankring til berg av betongkonstruksjoner er problemstilingen nokså tilsvarende som for stagforankringer med tanke på utrivning av berglegeme. Boltene settes som regel i hull boret direkte i berg man har god kontroll på beskaffenheten av, og hullene har en begrenset lengde på opp til 8 m for vanlig boltedimensjoner. De dimensjonerende lastene er forholdsvis små sammenlignet med de laster som stag og stålkjernepeler dimensjoneres for å ta opp, og praksis er ofte å bruke ”vekt av berglegemet”-metoden (Statens Vegvesen 2004, NVE 2005). Emnet diskuteres dermed ikke noe videre her.

6.3.3 Stålkjernepeler

Stålkjernepeler settes gjerne der berggrunnen er overlagret av løsmasser med en gitt tykkelse påvist ved grunnundersøkelser. Ved dimensjonering av nødvendig forankringslengde med tanke på oppriving av berglegemet er det vanlig også å regne med romvekten av løsmassene over berget, avgrenset av sylinderforlengelsen av den omvendte bergmassekjeglen. Der løsmassene ligger på nivå med grunnvannstanden benyttes neddykket romvekt også på løsmassene.

Pålkommissionen oppgir en formel for beregning av nødvendig forankringslengde i berg, basert på ren egenvekt av berglegemet. Her er spiss av kjeglen i bunn av innstøpingslengden.

Løsmasseoverdekningens betydning er utelatt og gir dermed et ekstra bidrag for sikkerheten mot utrivning av berglegemet.

I likhet med dimensjonering av nødvendig forankringslengde av stag, finnes det flere ulike framgangsmåter for dimensjonering av stålkjernepeler. Flere av beregningsmetodene for stag beskrevet over benyttes også for dimensjonering av stålkjernepeler utsatt for strekkrefter.

7 BETYDNINGEN AV GEOLOGISK DOKUMENTASJONSNIVÅ OG FORANKRINGENS FUNKSJON FOR VALG AV BEREGNINGSMETODE

Det er tre hovedfaktorer som bør ilegges vekt ved dimensjonering av strekkforankringer:

- **De geologiske forholdene:**

  Det er som tidligere beskrevet en rekke geologiske faktorer som vil kunne spille inn på den resulterende kapasiteten av forankringen og som det bør tas hensyn til ved prosjekteringen:
  - Bergartstypen og bergartsstyrken
  - Bergartens heftegenskaper for innstøpingsmørtelen
  - Bergmassens detaljoppsprekning; sprekkenes orientering (strøk/fall), sprekketetthet og sprekkeutholdenhet, sprekkenes ruhetsegenskaper i liten og middels stor skala
  - Tilstedeværelsen av slepper og sleppematerialers egenskaper
  - Grunnvannstand
  - Løsmasseoverdekning

- **Dokumentasjon på de geologiske forholdene:**

  Ved stag- og strekkpelforankringer gjennom løsmasser til berg er grunnundersøkelsene vanligvis fokusert på løsmassenes karakter og egenskaper. Data vedrørende berggrunnen begrenser seg til dybden ned til fast berg og berggrunnstypen som er antatt i området. Lite dokumentasjon angående bergforholdene vil vanligvis foreligge.

  I henhold til Eurocodene skal det benyttes partialfaktorer for laster og materialer ved ulike grensetilstander, som til en viss grad dekker for usikkerhet ved påførte laster og materialstyrker. En forutsetning ved bruk av disse partialfaktorene er at alle laster og materialegenskaper er kjent. Hva gjelder dokumentasjon på geologiske materialparametere for den enkelte byggeplass så er dette sjeldent tilfelle for bergartene. Den manglende dokumentasjonen burde være utslagsgivende både på valg av materialparametere og på valg av beregningsmetode.

- **Forankringens funksjon og dokumentasjon på forankringens in situ kapasitet:**

  Både stagforankringer og strekkpelforankringer dimensjoneres for å ta opp store strekkrefter. Mens en stor del av de stag som monteres kun er midlertidige forankringer (brukstid under 2 år), er stålkjernepeler som oftest permanente forankringer.

  Stag benyttes ved de fleste geologiske forhold. Ved at stagforankringer alltid prøvebelastes før forspenning, får man til dels dokumentert at hvert enkelt stag holder ved den gitte prøvebelastningen, som ligger over bruksbelastningen. Ved at staget

spennes opp etter montering starter belastningen umiddelbart. Man kan derfor følge opp stagkreftene over tid før staghodet evt. støpes inn. Ofte ligger forholdene til rette slik at stagene også kan kontrolleres og evt. etterstrammes i løpet av stagets brukstid.

Stålkjernepeler anvendes vanligvis i områder der det er mektige løsmasseavsetninger og ofte svak berggrunn. Etter montering av strekkpeler gjøres det sjelden eller aldri prøvetrekking av forankringen, slik at man ikke får noen dokumentasjon på in situ kapasitet på pelene. Pelhodet støpes som regel inn i et betongfundament eller -konstruksjon, slik at fremtidig tilgang til forankringens hode vil forhindres. Strekkpeler belastes ikke før det mobiliseres strekkkrefter fra den konstruksjonen de er forbundet med. Stålkjernepeler har ofte en dobbelt funksjon, ved at de normalt tar opp trykkrefter fra konstruksjonen, men ved ulike påkjenninger på konstruksjonen også skal kunne ta opp strekkbelastning.

8 KONKLUSJONER

Hovedutfordringene ved strekkforankringer i berg er stag- og stålkjernepelforankring i områder med svake og oppknuste bergarter gjennom tykke løsmasselag som hindrer dokumentasjon av de lokale geologiske forholdene på anleggsstedet. Som regel er den geologiske dokumentasjonen begrenset til boring ned til fast berg og kjennskap til bergartstype. For midlertidige og permanente stag gjøres det prøvetrekking av hvert stag med verifisering av oppnådd stagkapasitet. Tilsvarende dokumentasjon gjøres ikke for passive strekkforankringer. Spesielt for strekkpeler som skal kunne ta opp store krefter kan det stilles spørsmål angående oppnådd kapasitet etter utførelse, både med tanke på oppnådd heft mellom mørtel og berg, og motstand mot utrivning av bergmassen lokalt rundt peleforankringen.

Med utgangspunkt i følgende problemstillinger synes det å være et behov for økt kunnskap om forankringsforholdene for den enkelte stålkjernepel og et bedre grunnlag for dimensjonering spesielt, og større kunnskap om heftfasthet og utrivningsmotstand i svak berggrunn generelt:

- Det synes å være et behov for økt kunnskap om forankringsforholdene for den enkelte stålkjernepel. Hvordan ser bergmassen rundt pelen ut med tanke på bergartsfordeling og bergmassekvalitet? Hvor dypt går forvitringssonen? Hvordan ser det resulterende borehullet ut med tanke på overflateruhet? Hvor ren borehullsoverflate klarer man å oppnå ved spyling?

- Det synes også å være et behov for økt kunnskap om heftfastheten mellom mørtel og berg for ulike typisk norske bergartstyper. De tabellene som gjerne benyttes i dag for å bestemme karakteristiske egenskaper til bergartene baserer seg på internasjonal prøving. Hvor representative er egentlig en ”chalck limestone” fra England eller en ”weak shale” fra Canada for norske kalksteiner og leirskifre? Bergartene har nødvendigvis ikke samme geologiske historie og styrkeegenskaper selv om bergartsnavnet er det samme.

- Økt dokumentasjon på utrivningsforløp og form av utrivningslegemer synes også å være nødvendig. Hva slags former har berglegemene som rives opp i forhold til de kjente sprekkeretningene? Og hvor stor er utrivningsmotstanden i forhold til beregnet motstand når bergmassekvaliteten er kjent: Er ”vekt av berg”-metoden alt for konservativ, eller er metoden med bruk av ren bergmassefasthet en modell med for liten grad av sikkerhet ved spesielt dårlige grunnforhold?

Hva kan så gjøres for å bedre kunnskapen om forankringer gjort i svake bergarter?

- For å få mer dokumentasjon på de generelle berggrunnsgeologiske forholdene på anleggsstedet, burde man kunne gjøre større utnyttelse av de grunnboringene som gjøres til berg. Vanlig praksis ved fjellkontrollboringer og totalsonderinger er at det bores inntil 2 – 3 m i berg for å verifisere dybde til berg. Hvorfor ikke bore noen meter dypere for også å kartlegge bergmassen som pelene skal forankres i? Mye tilleggsinformasjon burde kunne hentes ut av boreforløpet i berg.

- For å få bedre kunnskap om forankringsforholdene i det enkelte borehull ved strekkpelforankring kan det utføres borehullsinspeksjon i det enkelte borehull med videoutstyr for å vurdere bergkvalitet og forvitringsdyp. Dette kan gjøres med enkelt standard videoutstyr for rørinspeksjoner. Utstyret består vanligvis av en opptaksenhet med videohode og lyskilde, montert på en stakekabel, og en datalagringsenhet med skjerm som tillater visning og lagring av video mens inspeksjonen pågår (NGU 2006). Inspeksjon av det enkelte borehull kan gjøres etter satte krav til spyling av borehullet er oppnådd (rent returvann).. Basert på resultatene fra inspeksjonen vil man kunne få dokumentert bergforholdene i borehullet og eventuelt korrigere hulldybden og forankringslengden dersom forholdene skulle vise seg å være dårlige.

  Tidsbruk og direkte kostnader ved inspeksjon av det enkelte borehull vil neppe utgjøre noen stor andel av pelekostnaden. Utførelsen av inspeksjonen gjøres av bergkyndig personell som ved å bruke slikt enkelt utstyr burde kunne gjøre opp en vurdering av bergforholdene i det enkelte borehull på stedet mens undersøkelsene foregår..

- Prøvetrekking til brudd av forsøksbolter og/eller -ankere satt i svake bergarter som et eget FoU-prosjekt, eller som ekstra testforankringer satt i forbindelse med større utbygginger. Prøvetrekking på forsøksbolter eller ankere kan gjøres både fra dagen eller i undergrunnsanlegg.

  Der man kan forvente at bergarten for grensesjiktet mørtel/berg er det svake ledd i forankringen kan prøvetrekking gjøres for å få økt kunnskap om heftfastheten mellom mørtel og berg.

  Prøvetrekking til brudd ved utrivning av berglegeme kan også utføres for å få bedre kjennskap til bruddutvikling og bruddgeometri på utrivningslegemer. Først og fremst kan dette gjøres i "liten" skala på bergbolter hvor man har oversikt over bergmassens oppsprekning og mulighetene for praktisk gjennomføring er til stede uten alt for store kostnader og omfattende forarbeider.

- Innsamling av resultater fra gjennomførte nasjonale prøvetrekkinger i en felles database for å samle erfaringstall på norske bergarter. I dag benyttes i stor grad utenlandske erfaringstall, eller erfaringstall fra egne prosjekter. Det burde være i alles interesse å sammenstille erfaringene i en nasjonal database for norske grunnforhold. Prøvetrekkingsdataene bør inkludere både beregnede minsteverdier på heftfastheter mørtel – berg ved vellykkede prøvetrekkinger, og tilbakeregnede verdier for prøvetrekkinger som medførte svikt av stag eller bolter i grensesjiktet mørtel/berg.

  Vedrørende utrivning av berglegemer er bruddgeometri og beregnet heftfasthet ved faktisk utrivning av bergmassen av stor interesse og burde også samles inn. Teoretiske

heftfastheter ved suksessfulle prøvetrekkinger på forskjellige bergarter og bergmassekvaliteter burde også kartlegges.

En slik database burde kunne driftes og vedlikeholdes av Norsk Geoteknisk Forening og/eller Norsk Bergmekanikkgruppe i samarbeid med flergangsbyggherrer, rådgivere og entreprenører.

Hvem burde så være spesielt interessert i at det ble opparbeidet mer erfaring vedrørende forankringer i berg?

- Flergangsbyggherrer (Statens Vegvesen, Jernbaneverket, Statsbygg, m.fl.)
- Konsulenter innen geoteknisk rådgiving og kraftutbygging
- Forskningsmiljøene (SINTEF og NGI)
- Fagmiljøene (Norsk Geoteknisk Forening, Norsk Bergmekanikkgruppe, Energi Norge)

9 REFERANSER

British Standards Institution (1989): BS 8081:1989 "British Standard Code of Practice for ground anchorages".

Duncan C. Wyllie (1999): "Foundations on Rock", E & FN Spon & Francis, side 287-331

G. S. Littlejohn and D. A. Bruce (1977): "Rock anchors – State of the art", Foundation Publications Ltd. 1977. Første gang utgitt som artikkelserie i "Ground Engineering", 1975-76.

NGU (2006): Rapport 2006.031: "Kvalitet av borebrønner i fjell – videoinspeksjon av brønnutforming"

Norges vassdrags- og energidirektorat (2005): "Retningslinjer for betongdammer", 2. utgave.

Per Heimli (1978): "Forankring med kabelstag", Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 1978, side 25.1 – 25.10

Pålkommissionen (2000): "Rapport 97: Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll.

Standard Norge (2000): NS-EN 1537: "Utførelse av spesielle arbeider – Stagforankringer", 1. utgave

Standard Norge (2008): NS-EN 1997-1:2004+NA:2008, "Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler".

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2004): "Intern rapport nr. 2374 – Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg".

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2010): "Håndbok 016 – Geoteknikk i vegbygging", kapittel 10.5.2 og 10.6.1.5.

U.S Army Corps of Engineers (1994): "Rock foundations". Engineer Manual 1110-1-2908

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

EKSEMPLER PÅ GJENBRUK AV FORURENSET MASSE FRA BYGGE- OG ANLEGGSARBEIDER

Examples of reuse of contaminated soil from construction work

Siv. Ing. Vidar Ellefsen, Golder Associates AS
M.Sc. Asbjørn Reisz, Golder Associates AS

SAMMENDRAG

Gjenbruk av forurenset masse fra bygge- og anleggsarbeider er god økonomi, for både byggherre og utførende, og gir i tilegg mindre belastning på miljøet enn en tradisjonell løsning med transport til eksterne deponier.

For å kunne gjenbruke forurenset masse kreves det at dette er innarbeidet i tiltaksplanen for arbeidene, og som oftest at det er satt av nødvendig areal til mellomlagring. Ved gjenbruk av masser under veier og parkeringsplasser kreves det at geotekniske egenskaper oppfylles, og at humusrike masser utsorteres. I grøntområder kan lettere forurenset masse egne seg til terrengoppbygging og støyvoller.

Klima og forurensningsdirektoratets (Klif) siste revisjon av forurensingsforskriften, med tilhørende tilstandsklasser for forurenset jord gjør det enklere å risikovurdere hvorvidt gjenbruk av forurenset masse er miljømessig forsvarlig, og dokumentere dette i en tiltaksplan.

Prosjektering av gjenbruk av forurenset masse krever videre at den miljøtekniske rådgiveren skiller mellom naturlige forekomster av humus og tilført oljeforurensning, og at det også tas hensyn til naturlige forhøyde konsentrasjoner av enkelte metaller, som ikke er å betrakte som forurensning.

SUMMARY

Reuse of contaminated soil from the construction work is good economy, for both client and contractor, providing in addition less environmental impact than a traditional solution with transport to remote disposal sites.

In order to reuse the contaminated soil, it is required that this is incorporated in the remedial action plan for the construction work, and usually it is the necessary to have space for temporary storage. Reuse of soil under roads and parking areas requires that the geotechnical

properties are met, and that the humus-rich soil is sorted out. In green fields, contaminated soil is often suited to reuse in the terrain structure and sound barriers.

The Climate and Pollution Agency's latest revision of the pollution control regulations, with associated contamination classes makes it easier to risk assess whether the reuse of contaminated soil is environmentally acceptable, and document this in the remedial action plan.

Design of the reuse of contaminated soil requires further that the environmental engineering consultant separates natural deposits of humus and contaminants from oil pollution, and also that natural elevated concentration of some metals not are considered as pollution.

INNLEDNING

Forurensingsforskriftens bestemmelser (Kommentar til forurensningsforskriften kapittel 2 (Klif 2009a)) gir mulighet for å kunne gjenbruke lettere forurensede masser internt på et område, som en del av grave og byggearbeidene ("Disponering av masser på eiendommen er tillatt så lenge det innebærer at normverdier, bakgrunnsnivå eller akseptkriterier, jf. § 2-5 punkt a, for den aktuelle arealbruken ikke blir overskredet.").

I tillegg må det dokumenteres at utlekking til grunnvann og resipient ikke medfører at grunnvann som benyttes til drikkevann blir uegnet til dette, eller at utlekkingen kan medføre miljøskade i vassdrag eller naturområder.

Kravene til dokumentasjon i forhold til at gjenbruk av forurensede masser er miljømessig forsvarelig avhenger av den aktuelle/planlagte arealbruken på området og hvilke vassdrag i nærheten som kan bli påvirket.

Tabell 1 Tilstandsklasser for forurenset grunn og beskrivelse av tilstand

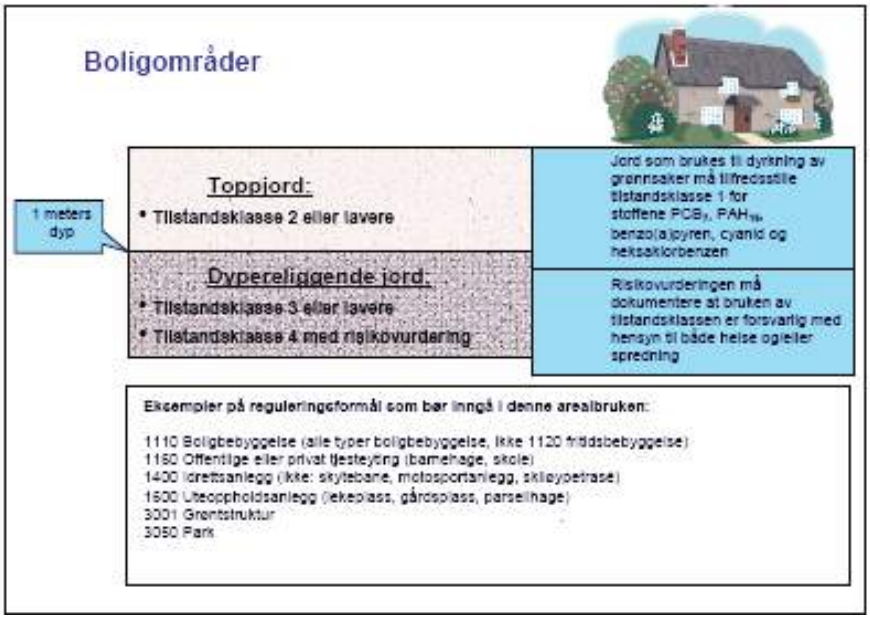
Tilstandsklasse	1	2	3	4	5
Beskrivelse av tilstand	Meget god	God	Moderat	Dårlig	Svært dårlig
Øvre grense styres av	Normverdi	Helsebaserte akseptkriterier	Helsebaserte akseptkriterier	Helsebaserte akseptkriterier	Tiltak som antas å være farlig avfall

Figur 1, Tilstandsklasser for forurenset grunn (Klif 2009 c)

Ved å karakterisere masser etter Klifs tilstandsklasser (jf. *Figur 1*)vil en i de fleste tilfeller se at masser i topplaget (0-1 meters dybde) kan gjenbrukes i dypereliggende nivå, om forurensingen er innenfor gjeldende tilstandsklasser for aktuell arealbruk. Av figur 2 på neste side fremgår det at masser i boligområder i tilstandsklasse 3 kan gjenbrukes dypere enn 1 meter uten særskilt risikovurdering av spredningsfare dersom det ikke er spesielt sårbare resipienter i nærheten (Klif 2009b). For gjenbruk av masser i tilstandsklasse 4 kreves risikovurdering av spredningsfare til miljøet. Masser med forurensing i tilstandsklasse 5, kan

ut fra dagens regelverk ikke gjenbrukes i boligområder (selv om en risikovurdering av spredning til miljøet og for helse viser at dette vil være forsvarelig).

Masser i tilstandsklasse 3 og 4 kan, dersom de i dagens situasjon ligger i den øverste meter, gjenbrukes der det i fremtiden blir mer enn 1 meter overdekning.



Figur 2, Akseptable tilstandsklasser for forurenset grunn i boligområder(Klif 2009c)

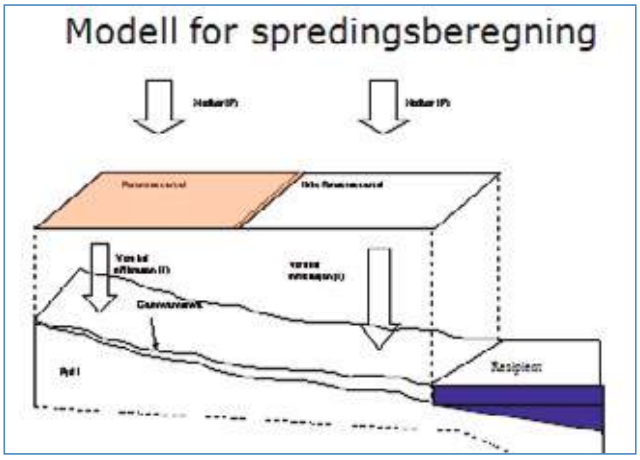
EKSEMPLER PÅ GJENRUK AV FORURENSEDE MASSER

Fornebu

Under deler av asfalten på Fornebu var det benyttet tjære som stabiliseringsmiddel ved utlegging på 1950-1960 tallet. Tjæren inneholder kreftfremkallende PAH-forbindelser, og ved gjenbruk av slike masser er det viktig å dokumentere at disse forbindelsene ikke utgjør noen helsefare, eller spres til omgivelsene.

Ved å gjenbruke disse massene i en veifylling, vil en sikre at det ikke er noen helsefare, i og med at mennesker ikke blir direkte eksponert for de forurensede massene. Det som var viktig å dokumentere på Fornebu var at det ikke skjedde noen utlekking av PAH til omgivelsene, og de omkringliggende naturreservatene. Som dokumentasjon, ble det utført laboratorieforsøk for å bestemme stoffenes mobilitet (jf. *Figur **3***), som senere ble lagt til grunn for beregninger av utlekkingspotensialet til PAH. På bakgrunn av dette ble det gjort spredningsberegninger etter modellen for risikovurdering av forurenset grunn som var etablert på Fornebu (jf. *Figur **4***) (Statsbygg 2002). Prinsippene for beregningene var de samme som nå er lagt til grunn for Klifs veiledninger (Klif 2009).

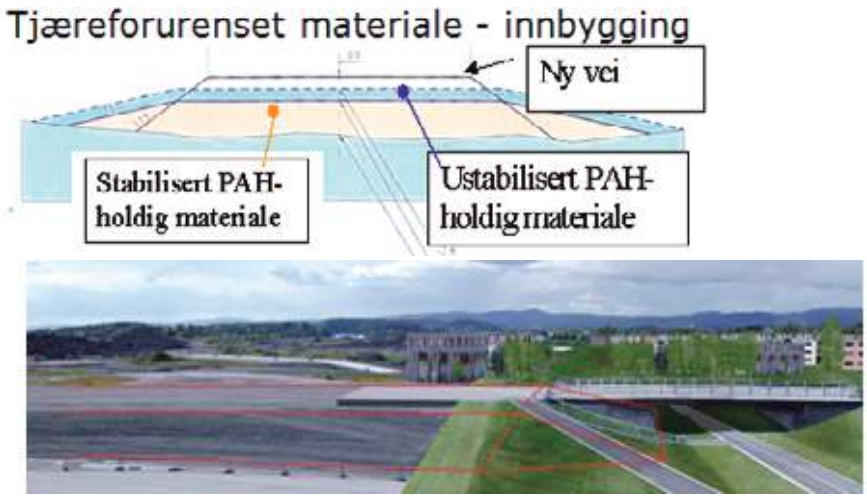
Figur 3, Foto fra laboratorieforsøk for å måle utlekking av PAH



Figur 4, Modell for spredningsvurdering av forurensinger til resipient (Statsbygg 2002)

Basert på utlekkingsforsøkene og akseptkriterier for PAH i sjø, (PNEC verdier (Predicted No Effect Concentration), som viste hva som kunne tillates av PAH-forurensning i natur-reservatene i sjøen på utsiden av Fornebu, ble det gjort beregninger for å finne ut hva som var akseptabel konsentrasjon av PAH i bærelagsmassene når de ble lagt ut i en veifylling som vist i *Figur **5***. Beregningene dannet grunnlag for akseptkriterier for bærelagsmassene (jf. *Tabell **1***). Ut fra tabellen kan man se at ulike områder hadde ulike akseptkriterier, avhengig av nærhet til naturreservatene. Masser som var så forurenset at de kom inn under forskrift om farlig avfall kunne ikke gjenbrukes.

I kjernen ble de sterkest forurensede massene stabilisert med tilsetning av 3 % bitumen, mens i ytterkanten ble de lettere forurensede massen lagt uten stabilisering (jf. *Figur **5***). Gjenbruk av forurensede masser i bærelaget ble den gang godkjent av Klif som forurensnings-myndighet, mens det nå vil være den enkelte kommune som vil behandle en slik søknad/ tiltaksplan.



Figur 5, Snitt og foto av utlagt PAH forurenset materiale i veifylling på Fornebu

Tabell 1, Akseptkriterier for gjenbruk av PAH forurensede masser i veifylling på Fornebu

Område, jfr. tegn XX-2501	PAH-komponent	Akseptkriterie ustabiliserte masser mg/kg	Effekt stabilisering	Akseptkriterie stabiliserte masser mg/kg
Område D+E:				
	Anthracen	5,8	3,4	20
	Fluoranthen	11,8	4,2	50
	Pyren	6,2	4,7	30
	B(a)a	17,5	6,0	100
	B(a)P	17,6	26,4	460
Område F+G+H:				
	Anthracen	17,7	3,4	60
	Fluoranthen	35,9	4,2	150
	Pyren	18,9	4,7	90
	B(a)a	53,4	6,0	320
	B(a)P	53,7	26,4	i.r *

Kvernberget Flyplass Kristiansund

Ved utvidelsen av sikkerhetsområder og forlengelsen av rullebanen på Kvernberget tidligere i år, måtte det flyttes på ca 2,3 millioner m^3 masser, hvorav ca 1500 – 2000 m^3 viste seg å være lettere forurenset av bly, sink, olje og PAH

(jf.

*Tabell **2**)*

Tabell 2, Analyseresultater fra Kvernberget Kristiansund sammenstilt mot Klifs tilstandslasser

Prøvenavn/ Element	Alle resultater i mg/kg TS							Grenseverdier - Tilstandsklasser					
	SK3A	SK4A	SK5A	SK7A	SK8A	P6A	P9A						
Prøvedybde[m]								Meget god (I)	God (II)	Moderat (III)	Dårlig (IV)	Svært dårlig (V)	Farlig avfall
As	1,4	1,2	1,3	2,8	3,3	2,18	1,61	<8	8-20	20-50	50-600	600-1000	>1000
Cd	0,21	0,29	0,31	0,5	0,42	0	0	<1,5	1,5-10	10-15	15-30	30-1000	>1000
Cr (III)	25	22	19	13	11	17	12,5	<50	50-200	200-500	500-2800	2800-25000	>25000
Cu	7,4	33	42	22	23	11,8	8,71	<100	100-200	200-1000	1000-8500	8500-25000	>25000
Ni	7,5	6,9	6,3	11	9,1	5,3	5	<60	60-135	135-200	200-1200	1200-2500	>2500
Pb	7,6	8,5	9,9	280	120	5,3	7,2	<60	60-100	100-300	300-700	700-2500	>2500
Zn	540	740	850	890	820	14,7	190	<200	200-500	500-1000	1000-5000	5000-25000	>25000
Sum PCB-7	0	0	0	0	0	0	0	<0,01	0,01-0,5	0,5-1	1-5	5-50	>50
Sum PAH-16	1,3	1,5	2,3	13	12	0	0	<2	2-8	8-50	50-150	150-2500	>2500
Benso(a)Pyren	0,096	0,1	0,16	1,1	0,91	0	0	<0,1	0,1-0,5	0,5-5	5-15	15-100	>100
Alifater C_{12}-C_{35}	110	180	180	400	300	174	178	<100	100-300	300-600	600-2000	2000-20000	>20000

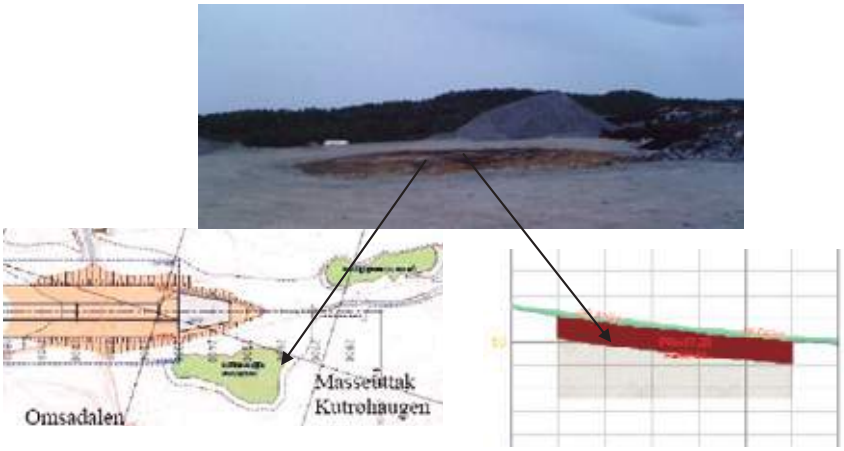
Til tross for at forurensingsgraden ikke var høyere enn tilstandsklasse 3, ble det utarbeidet en tiltaksplan som foreskrev at massene skulle fraktes til eksternt deponi.

På oppdrag fra Hæhre Entreprenør vurderte Golder Associates om massene allikevel kunne gjenbrukes innenfor flyplassområdet, og det ble beregnet årlig utlekking av de påviste forurensningene fra massene, jf. *Tabell 3* ved gjenbruk.

Tabell 3, Kvernberget Kristiansund – beregnet utlekking fra lettere forurensede masser

	Beregnet			INPUT: Målt jordkonsentrasjon								
-	Antall prøver	Max $C_{s,\,max}$ (mg/kg)	Middel $C_{s,\,middel}$ (mg/kg)	SK3A	SK4A	SK5A	SK7A	SK8A	P6A	P9A	Mengde i kg 1500 m3	Utlekking pr år gram
Arsen	7	3	2	1,4	1,2	1,3	2,8	3,3	2,18	1,61	**5,3**	**0,1**
Bly	7	280	63	7,6	8,5	9,9	280	120	5,3	7,2	**169**	**0,3**
Kadmium	7	1	0	0,21	0,29	0,31	0,5	0,42	0	0	**0,7**	**0,01**
Kobber	7	42	21	7,4	33	42	22	23	11,8	8,71	**57**	**0,2**
Sink	7	890	578	540	740	850	890	820	14,7	190	**1560**	**13**
Krom totalt (III + VI)	7	25	17	25	22	19	13	11	17	12,5	**46**	**2,6**
Nikkel	7	11	7	7,5	6,9	6,3	11	9,1	5,3	5	**20**	**0,2**
PCB CAS1336-36-3				0	0	0	0	0	0	0	**0,0**	**0,00**
PAH totalt	7	13	4	1,3	1,5	2,3	13	12	0	0	**12**	**0,0030**
Benso(a)pyren	7	1	0	0,096	0,1	0,16	1,1	0,91	0	0	**0,9**	**0,0002**
Alifater >C12-C35	7	400	217	110	180	180	400	300	174	178	**587**	**0,0001**

Basert på beregningen ble det utført en miljørisikovurdering som viste at det ikke var forbundet med helsefare, eller fare for omkringliggende miljø å gjenbruke massene ved tilbakefylling i et masseuttak for stein på Kutrøhaugen. Tillatelse til gjenbruk av massene ble gitt av kommunen som forurensningsmyndighet (Kristiansund kommune 2010), og *Figur **6*** viser området hvor massene ble gjenbrukt.

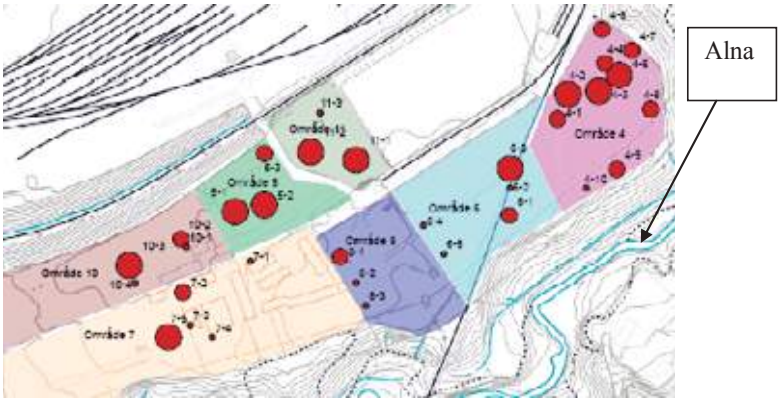


Figur 6, Foto, snitt og oversikt av gjenbrukte forurensede masser (brun farge) ved Kvernberget Kristiansund (Tegning og foto fra Hæhre Entreprenør)

Nyland Syd, Groruddalen i Oslo

På deler av industriområdet Nyland Syd i Groruddalen, hadde ROM Eiendom leid ut arealer til ulike virksomheter, og ved overtagelse viste det seg at grunnen var forurenset flere steder (jf *Figur 7*).

Ved overdragelsen av eiendommen til Bama, som skulle bygge nytt kjølelager, påtok ROM Eiendom seg ansvaret for nødvendig opprydding. Mengden forurenset masse var estimert til over 20 000 m^3, og en tradisjonell løsning med å frakte dette til godkjent deponi ville blitt svært kostbart. Det måtte i tillegg ha blitt fraktet inn en tilsvarende mengde rene masser, da det var behov for oppfylling i området for å planere ut terrenget i forhold til omkringliggende veier og infrastruktur.



Figur 7, Nyland Syd – forurensingsnivå i ulike undersøkelsespunkter (Civitas 2007)

På oppdrag fra ROM Eiendom vurderte Civitas og Golder Associates muligheten for å gjenbruke masser. I tillegg ble det vurdert i hvilken grad nærheten til Alna ville redusere muligheten for å gjenbruke masser på Nyland Syd.

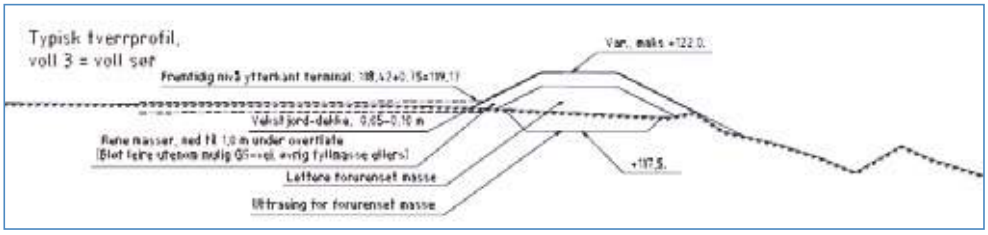
På bakgrunn av de miljøtekniske grunnundersøkelsene ble utlekking fra massene beregnet, og det ble fastsatt stedspesifikke akseptkriterier for jord for åpne og tildekkede arealer, jf. Oslo kommune (2007og 2009) – Godkjennelse av tiltaksplan med tillatelse til gjenbruk.

Tabell 4, Akseptkriterier for gjenbruk av forurensede masser Nyland Syd (Civitas 2007)

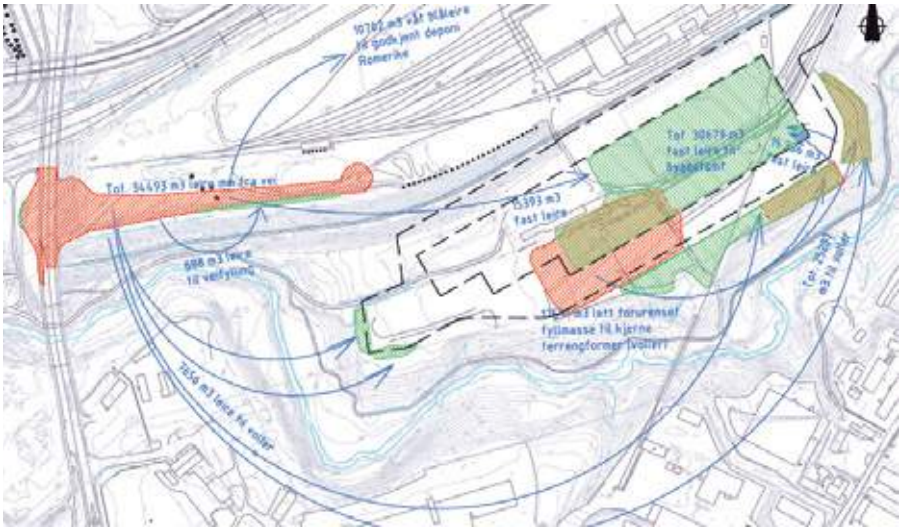
Stoff	Høyeste målte verdi (mg/kg)	Akseptkriterium Åpne arealer (mg/kg)	Akseptkriterium Tildekkede og asfalterte arealer (mg/kg)
Olje: Alifater >C12-C35	970	i.r.*)	i.r.
Arsen	9,1	10	77
Benso(a)pyren	5,6	0,7	5,2
Bly	140	1905	i.r.
Kadmium	0,09	320	570
Kobber	52	i.r.	i.r.
Krom totalt (III + VI)	120	70	70
Kvikksølv	3,1	714	325
Nikkel	60	755	1320
PAH totalt	76	12	84
PCB CAS1336-36-3	0,0025	1,5	13,5
Sink	1100	i.r.	i.r.
*) i.r. = ikke relevant, akseptkriterium er større enn 10 000 mg/kg			

Ved å legge opp forurenset masse i en støyvoll langs Alna, og dekke til de forurensede massene med minimum 1 meter ren leire (jf. *Figur* ***8***), viste beregninger at avrenningen ville bli betydelig redusert, og ligge innenfor de akseptkriterier som var satt for vannkvalitet i Alna av Oslo kommune.

Sammen med Norconsult ble det deretter laget en plan for massehåndteringen, hvor også den rene leiren ble tatt fra utgraving av en ny adkomstvei, og alle oppgravde masser kunne således håndteres lokalt (jf. *Figur* ***9*** på neste side).



Figur 8, Snitt gjennom planlagt støyvoll med kjerne av lettere forurensede masser (tegning fra Norconsult)



Figur 9, Oversikt over samlet massehåndtering, rene og forurensede masser (tegning fra Norconsult)

Det ble i tillegg i anbudsdokumentene laget egne postbeskrivelser for gjenbruken av forurensede masser på Nyland Syd. Entreprenør ble her pålagt ansvaret med å kontrollere og dokumentere at massene overholdt akseptkriteriene med kontrollprøver av hver 500 m^3. Se utdrag fra anbudsbeskrivelsen i *Figur **10***.

Fra BAMA-tomt til mellomlager i terrengfyllinger

**** Spesiell Beskrivelse ****

a) Prosessen gjelder opplasting og flytting av masser som ligger i opphøyd område (firkant) på BAMAs tomt og utlegging i terrengfyllinger langs kant på BAMA-tomt. Gjennomsnittlig transportlengde er beregnet å være ca. 130 m. (Avvik gir ikke grunnlag for prisregulering.)

Det skal senere gjennomføres klassifisering av disse masser mht forurensningsinnhold samt miljøkontroll og overvåking av terrenginngrepet i tråd med de føringer som er gitt i vedtatte tiltaksplan. Disse forholdene prises i prosess 29.

c) Massene legges ut nederst i terrengfylling. Massene legges ut i adskilte hauger på 500 m3.

Deretter tas det prøver som skal analyseres, se post 29.2. Massene skal senere doses ut og komprimeres, se post 28.45.

Det er aktuelt å grave vekk noe eksisterende masser på fyllsted for disse dårlige massene legges på plass. Dette for å sikre nok tykkelse på overdekning. (Se post 28.2).

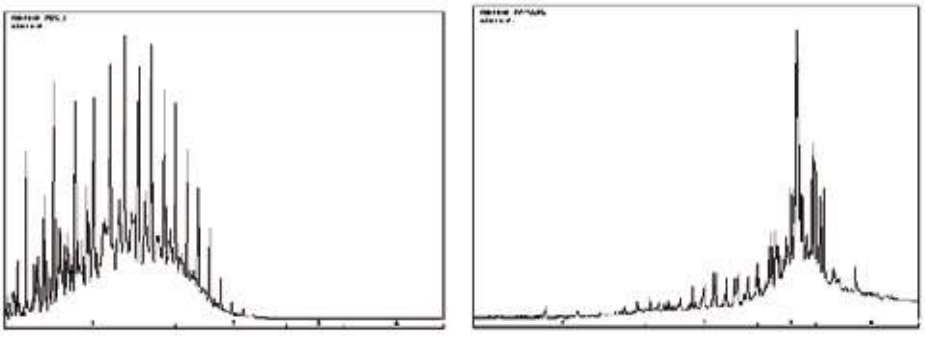
Rotter, trevirke, humus, soppel og synlig forurensede masser skal fortløpende sorteres ut fra gravemassene. Det må forventes å være litt trevirke i disse massene som kan inneholde maling og impregneringe og som derfor må til godkjent deponi. m^3

Figur 10, Eksempel på beskrivelse av håndtering av forurensede masser (fra Norconsult)

HVA ER FORURENSING?

Naturlig forekommende hydrokarboner

Når den miljøtekniske rådgiver skal vurdere analyseresultater er det viktig at det f.eks. skilles på naturlige forekomster av humus og tilført oljeforurensning. Høyt innhold av humus i en jordprøve kan gi utslag på analyseresultatene, med like høy konsentrasjon som om det skulle vært oljeforurensning i prøven. Ved å bestille kromatogrammer fra oljeanalysen (jf. *Figur **11***), samt ta hensyn til jordarten som er analysert, vil den som vurderer analyseresultatene kunne se om dette kun er naturlig humusrik jord som er påvist, eller om der er tilført oljeforurensning. Dersom dette forveksles eller ikke tas hensyn til, vil potensielt masser som ikke er forurenset, feilaktig bli karakterisert som oljeforurensede masser.



Figur 11, Kromatogram for oljeanalyse som viser fyringsolje (venstre) og torv (høyre). Analyseresultatet vil vise samme konsentrasjon av hydrokarboner (ALS Skandinavia 2002)

Naturlig forekomst av metaller

Det er videre viktig å ta hensyn til at all jord har et naturlig innhold av metaller. Forurensningsforskriften tok tidligere ikke hensyn til dette, men forskriften er nå endret, slik at det er tatt hensyn til at det i noen områder fra naturens side er så høye konsentrasjoner av metaller at de overskrider normverdiene (Klif 2009), ref også Forurensingsforskriften § 2-3 bokstav a) *Grunn der konsentrasjonen av uorganiske helse- eller miljøfarlige stoffer ikke overstiger lokalt naturlig bakgrunnsnivå i området der et terrenginngrep er planlagt gjennomført, skal likevel ikke anses for forurenset.*

Når en vurderer prøver fra f. eks. Osloområdet, må en ikke som vist iTabell **5**, betrakte de forhøyde metallverdiene som forurensning.

Tabell 5, Eksempel på feil tolking av analyseresultater, uten å ha hensyn til naturlige bakgrunnsverdier av metaller.

Tabell 2 Analyseresultater fra jordprøvetaking

Parameter	Enhet	Prøvepunkt						>Tilstandskl I	>Tilstandskl III
		51 A	53 A	60 A	61 A	61 B	63 A	Normverdi	
Type masse		S	B/F	S	S	L	S		
Dybde->	m								
Tørrstoff	%	96,4	87,7	94,1	89	77	94,5		
Tungmetaller									
Arsen (As)	mg/kg ts	5,23	8,39	8,58	10	7,58	5,71	8	50
Kadmium (Cd)	mg/kg ts	<0,09	0,414	<0,09	0,179	0,0815	<0,08	1,5	15
Krom (Cr)	mg/kg ts	59,8	49,4	59,2	72,5	44,2	70,3	50	500
Kobber (Cu)	mg/kg ts	37,7	47,2	28	31,5	30	28,6	100	1000
Kvikksølv (Hg)	mg/kg ts	<0,2	<0,1	<0,2	<0,1	<0,2	<0,2	1	4
Nikkel (Ni)	mg/kg ts	95	65,8	95,9	103	57,2	110	60	200

REFERANSER

ALS Skandinavia (2002) Utdrag fra oljebibliotek

Civitas (2007). Tiltaksplan for oppgraving og håndtering av forurenset grunn ved Nyland Syd. Mai 2006. Revidert 12. Juni 2007.

Kilf (2009) Rettleiar om opprydjing i forureina grunn ved byggje- og gravearbeid http://www.klif.no/no/Aktuelt/Nyheter/2009/November-2009/Rettleiar-om-opprydjing-i-forureina-grunn-ved-byggje--og-gravearbeid/?cid=3328

Klif (2009 a) TA 2547 Kommentar til Forurensningsforskriften kapittel 2

Klif (2009 b) TA 2548 Veileder til Forurensningsforskriften kapittel 2

Klif (2009 c) TA 2553 Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn

Kristiansund kommune (2010). Tillatelse i brev til Avinor: Kristiansund lufthavn, Kvernberget - Søknad om gjenplassering av lettere forurensede masser i massetak

Miljøverndepartementet 2009: Forskrift om endring i forskrift om begrensning av forurensning (forurensningsforskriften) http://www.lovdata.no/ltavd1/filer/sf-20090622-0827.html

Oslo kommune Plan- og bygningsetaten (2007) Godkjenning av tiltaksplan Nyland Syd

Oslo kommune Plan- og bygningsetaten (2009) Godkjenning av tiltaksplan Nyland Syd-revidert tillatelse

Statsbygg (2002) Revidert brukerveiledning for stedsspesifikk risikovurdering av forurenset grunn på Fornebu.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

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 2010

Ingeniørgeolog Thomas K. Mathiesen
Norconsult AS

HVA ER EUROKODE 7 OG HVEM GJELDER DEN FOR ?
Kort presentasjon av arbeidet med en veileder for miljøet

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

KARAKTERISTISKE GRUNNVANNSFENOMENER I BERGGRUNN OG LØSMASSER I FORBINDELSE MED TUNNELDRIVING, BASERT PÅ OVER EN DECADE MED DIGITALE DATA-TIDSSERIER AV GRUNNVANNSNIVÅ

Characteristics of groundwater phenomenon in bedrock and soils in relation to tunnel construction, based on over a decade of digital data time series of groundwater levels

Cand.Scient. Marianne Simonsen Bjørkenes, Norconsult AS
Dr.Scient. Kevin J. Tuttle, Norconsult AS

1 SAMMENDRAG

Overvåking av grunnvannstand, poretrykk, kildevannføring og nedbør på Frodeåsen og området nord for Tønsberg by har foregått siden 1999. Registreringene pågikk over en drøy dekade før, under og etter utbyggingen av både Ringveg Nord dobbeltløp veitunnel og den kryssende jernbanetunnelen. Tidsseriene gir en unik anledning til å forstå sammenhengen mellom en nedbørsmatet fjellakvifer, poretrykk i nærliggende leiravsetninger og respons på anleggsarbeid og tunnellekkasjer.

Registreringene viser en sammenheng mellom mektigheten på umettet sone i berggrunnen og responstid på grunnvannstandsendringer ved nedbørsepisoder. Tykk umettet sone viste en langsommere respons på en nedbørsevent, og et overliggende løsmassedekke ga en ytterliggere forsinket effekt.

En høy grunnvannstand i en fjellås kan anses som et trykk-kammer for en nærliggende leiravsetning. Det er derfor ofte overtrykk i leiravsetninger ved overgangen til et høyereliggende fjellparti.

Overvåkningen kan benyttes til å styre injeksjonsarbeidet under anleggsfasen. Det er imidlertid behov for økt nøyaktighet og kvantifisering av innlekkasjer under anleggsfasen for å kunne vurdere sammenheng mellom innlekkasje og grunnvann/poretrykk konsekvenser. En slik undersøkelse ønskes for å kunne bedre bedømme behovet for dyre tettekrav.

2 SUMMARY

Monitoring of groundwater level, porewater pressure, spring discharge and precipitation at Frodeåsen ridge and its surroundings north of Tønsberg City has taken place since 1999. Field measurements have been gathered over a decade; before, during and after the construction of both the Ringveg Nord double-tunnel highway and the crossing railway tunnel. These time series give a unique chance to understand the relationship between a precipitation-fed bedrock aquifer, porewater pressure in adjacent clay basins and the response from tunnel construction ingress.

The data shows a relationship between the thickness of the unsaturated zone of the bedrock aquifer and the corresponding time of groundwater level changes after episodes of

precipitation. A thick unsaturated bedrock zone gives a slower response time after an event of precipitation, while a sediment layer overlying the bedrock gave an additional delay in groundwater level response.

An elevated groundwater level in a bedrock hill can be considered a pressure-chamber for adjacent clay basins. Excess porewater pressure is therefore often found in clay deposits at their interface with the underlying bedrock near bedrock hills.

Groundwater level and porewater pressure monitoring can be employed to direct grouting works during the construction phase. There is, however, a need for more detailed and quantitative monitoring of tunnel ingress measurements during the construction phase in order to seriously consider the relationship between tunnel ingress and groundwater level/porewater pressure consequences. Understanding this relationship better would allow for a sounder requirement level of expensive tunnel grouting.

3 INNLEDNING OG HISTORIKK

I 1998/1999 fikk Norconsult AS (Berdal Strømme AS) i oppdrag å prosjektere blant annet tunnelen i Barkåker-Tønsberg Parsellen for Jernbaneverket. Dette var et av de første tunnelanleggene som skulle prosjekteres etter Romeriksporten. Hydrogeologi og tettestrategi/tettekrav fikk dermed nye dimensjoner i prosjekteringsarbeidet.

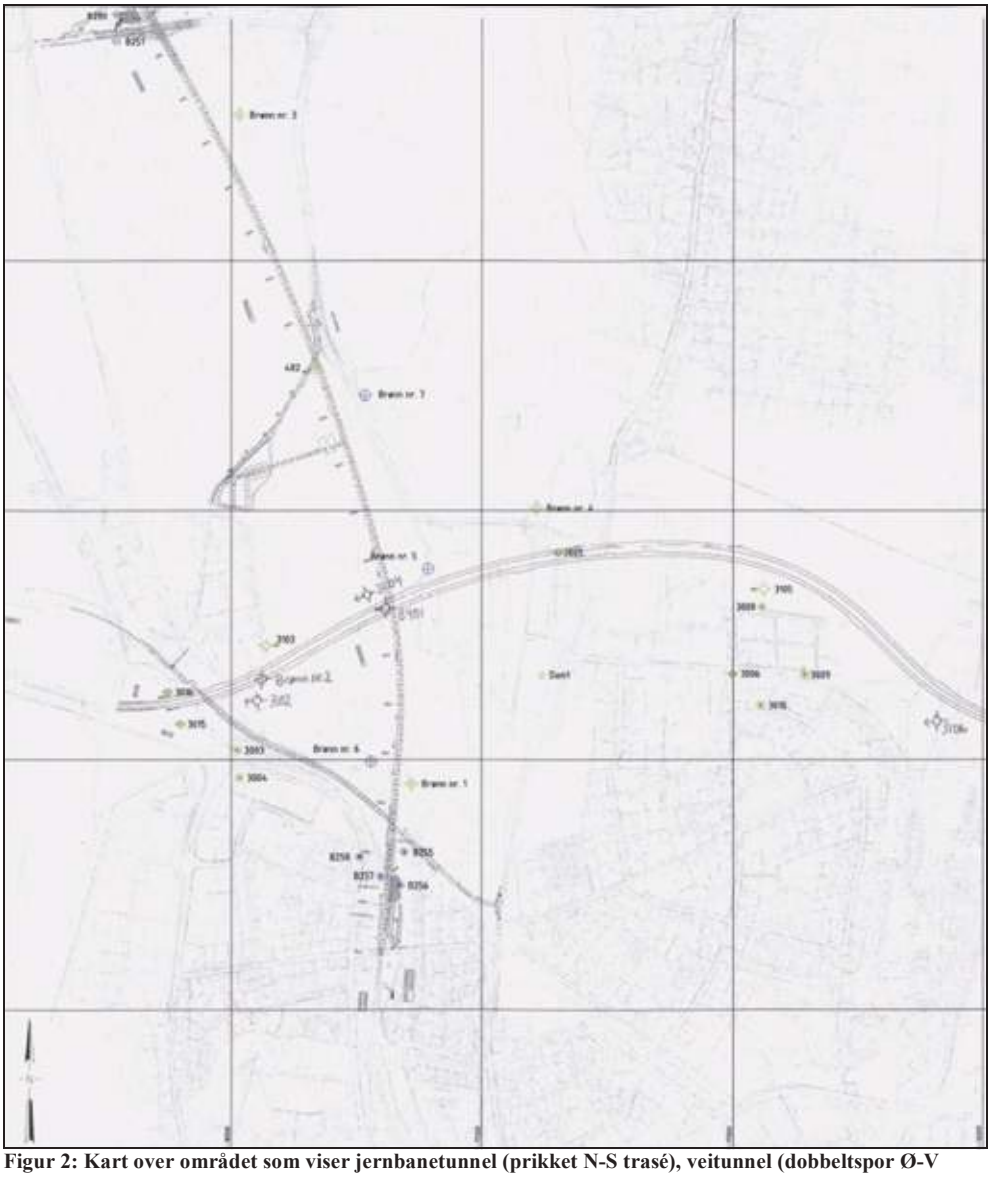
Selv om tunneltraseen ikke skulle gå under sensitive leirbassenger, som mange andre bynære tunneler, så skulle den gå gjennom fjellpartiet nord for Tønsberg by, nær en kjent og kjær kilde (Kjelleolla) og overflatevann/dammer i byens grønne parkområde.

Bioforsk (Jordforsk) utførte en sårbarhetskartlegging langs tunneltraseen, og la flere av premissene for hva som skulle tas hensyn til vedrørende konsekvenser for miljø og infrastruktur. Tunnelanlegget skulle ikke påvirke Kjelleolla eller parkområdet over tunnelen og observasjonsbrønner og poretrykksmålere ble derfor i 1999 etablert for å kartlegge før-situasjonen og for å skaffe mer data om berggrunnen og dens hydrauliske egenskaper (se Figur 1).

Figur 1: Ortofoto over området med blant annet jernbanetrasé (rød), jernbanetunnel med tverreslag (blå) og vegtunnelen (sort) påtegnet.

Jernbanetunnelen ble ikke bygget med det første pga. omprioritering i statsbudsjettet. Parsellen ble omprosjektert (delvis) to ganger til før den endelig ble bygget i 2009-2010. I

mellomtiden ble Norconsult engasjert for å prosjektere Ringveg Nord dobbeltløp veitunnel for Statens vegvesen i 2002-2003. Denne traseen gikk også gjennom Fordeåsen i en øst-vest retning, og skulle også gå nær Kjelleolla og rett under parkområdet med vann/dammer og idrettshaller, og krysse under jernbanetraseen (se Figur 2). Overføring og deling av feltutstyr og målinger mellom Jernbaneverket og Statens vegvesen gjorde at begge byggherrer tjente på dataflyten. Veitunnelene ble bygget i 2004-2007 og jernbanetunnel ble anlagt i 2009-2010. Selv om veitunnelen ble etablert først, var begge byggherrer interessert i at miljø- og infrastrukturmål ble nådd etter at begge tunneltraseene var blitt utbygd.

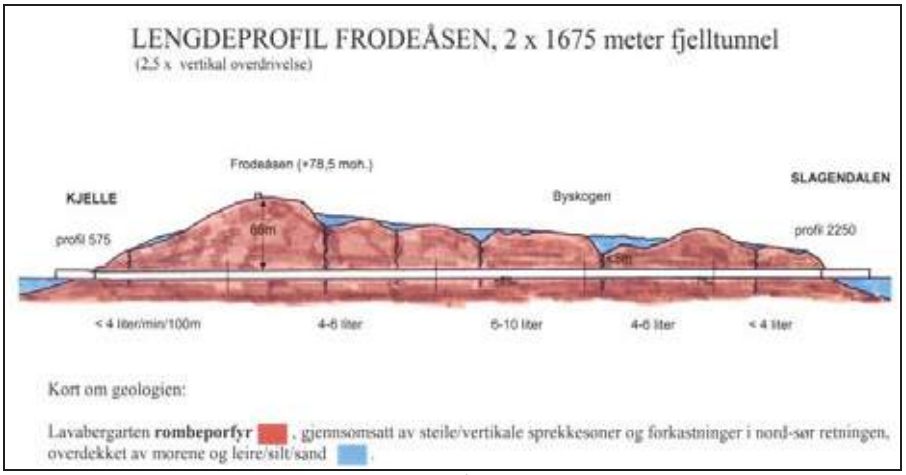


Figur 2: Kart over området som viser jernbanetunnel (prikket N-S trasé), veitunnel (dobbeltspor Ø-V trasé), poretrykksmålere (blå punkt med sirkel (2-nivåsmåler), samt sirkel med horisontal linje (enkelnivåmåler)), fjellbrønner (grønn, samt blå sirkel med kryss) og annen infrastruktur.

4 FRODEÅSEN

4.1 Ringveg Nord

Dobbeltløp Ringveg Nord er en øst-vest omkjøringsvei utenom Tønsberg sentrum mellom Kjelle og Slagendalen/Kilen i Tønsberg (se Figur 1 og Figur 3). Tunnelanlegget ble totalt 1915 meter lang, med 1675 meter fjelltunnel, 60 meter betongkulvert ved Kjelle og 180 meter miljøtunnel ved Slagendalen (*Kirkeby, 2006*). Miljøtunnelen gikk gjennom et gammelt deponi i øst.
Det ble lagt stor vekt på å holde lekkasjer til et minimum ved portalen på Kjelle-siden ved Kjelleolla, under de kartlagte svakhetssonene øst for Frodeåsen, løsmasseavsetningene i forsenkninger i berggrunnen og under Månedammen. Det var strenge tettekrav til portalen ved Slagendal-siden, men overgangen til løsmasser var ikke ansett som like kritisk som på Kjelle-siden, blant annet pga. Kjelleolla i vest (se Figur 3).



Figur 3: Ringveg Nord dobbeltløp gjennom Frodeåsen, øst til vest. Legg merke til tettekrav under profilen (fra *Kirkeby, 2006*).

4.2 Jernbanetunnel

Jernbanetunnelen er ca. 1575 meter lang med 125 meter portal i nord ved Tomsbakken og 40 meter portal i sør på foten av Frodeåsen, og krysser over Ringveg Nord dobbeltløp veitunnel. Det er også en tverrslagstunnel på vestsiden av jernbanetunnelen som er 160 meter lang, med 40 m portal (se Figur 2 og Figur 4). Tunnelen ble drevet i nordlig og sørlig retning mot portalene fra tverrslaget.

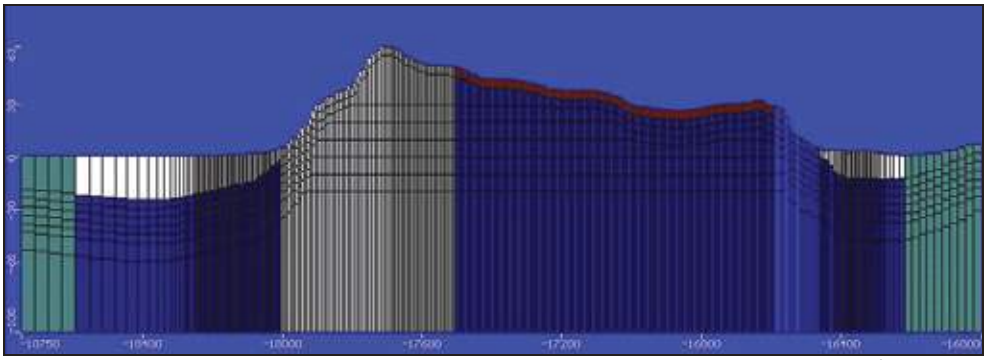
Tettestrategien fokuserte mest på å bevare Kjelleolla og naturmiljø ved vannene/dammene på Frodeåsen. Det ble også lagt vekt på at det i dette området allerede var noe lekkasje i veitunnelen, og at samlet lekkasje for tunnelene skulle være akseptabel. Poretrykket i leiravsetningene omkring Frodeåsen var også et stort tema. Det er beskrevet under hvorfor og hvordan dette var viktig, selv om tunnelene ligger høyere i terrenget enn leirmassene omkring Frodeåsen.

4.3 Geologi og hydrogeologi

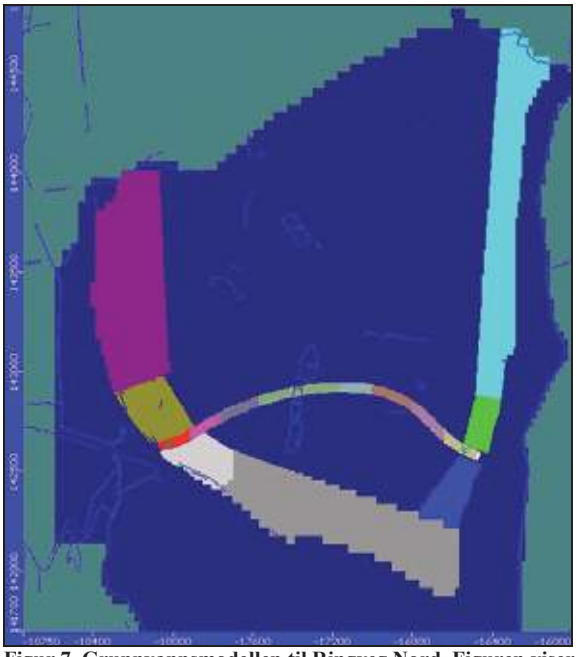
De naturlige grunnvannsforholdene ved tunneltraseen består av et forhøyet fjellparti øst for Kjellekrysset og vest for Slagendalen som utgjør Frodeåsen. Berggrunnen består av rombeporfyr i form av lagdelte horisontale lavastrømmer. Dominerende sprekkeretninger er N-S og NNV-SSØ (se Figur 4 og Figur 5). Det er også mindre dominerende oppsprekking i NNØ-SSV og Ø-V retning (*Bekkeheien, 2005, kap. 3*). I tillegg er det også nær horisontale sprekker mellom lavastrømmene (*Norconsult, 1999; Norconsult, 2008; Kirkeby, 2006*). I dagfjellsonen og i randsonen til åsen er det større grad av oppsprekking. Grunnvannet befinner seg i og strømmer gjennom sprekkene i lavabergarten. Figur 6 og Figur 7 er fra grunnvannsmodellen (Modflow) som ble utviklet som del av arbeidet med konsekvenser og tettestrategi, og viser soner med ulik oppsprekking og hydraulisk ledningsevne som ble brukt i modellen, i et horisontalt og et vertikalt snitt gjennom Frodeåsen.

Figur 4: Kart og profil fra ingeniørgeologisk rapport som viser blant annet svakhetssoner, tunneltraseer, Kjelleolla, dammene, områder med bart fjell. (*Norconsult, 2008*)

Figur 5: Tverrsnitt fra ingeniørgeologisk rapport som viser jernbanetunnelen gjennom Frodeåsen fra nord (venstre) til sør (høyre). Tettekrav er notert under tunnelen (12 l, 6 l, 4 l). (*Norconsult, 2008*)

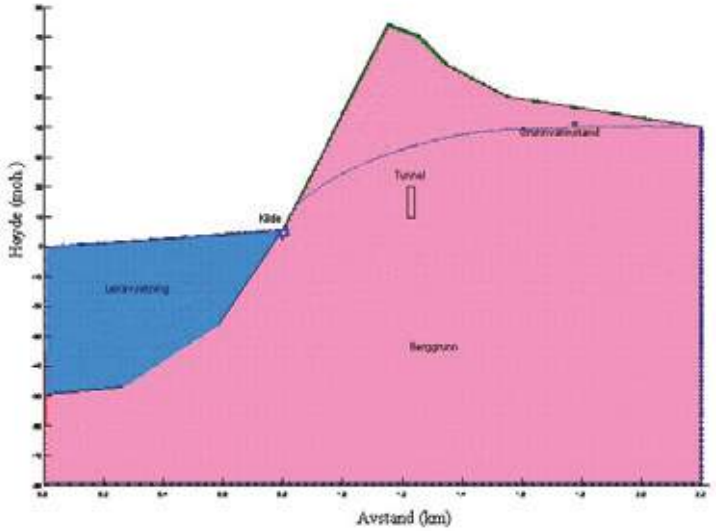


Figur 6: Grunnvannsmodellen til Ringveg Nord. Figuren viser et vertikalt snitt gjennom Frodeåsen i øst-vest retning. Lagdelingen i grunnvannsmodellen er vist. Det er 8 horisontale lag. Det hvite området i Lag 1 er leiravsetningene i leirbassengene på vest og øst siden av åsen. De forskjellige fargene viser ulike hydraulisk ledningsevne verdier, bortsett fra grønnfargen ved hver ende av figuren, som viser inaktive celler. (*Norconsult, 2003*).



Figur 7. Grunnvannsmodellen til Ringveg Nord. Figuren viser et horisontalt lag gjennom Frodeåsen og Ringveg Nord. Ulike berggrunnspermeabilitet i modell-laget med tunneltraseen, samt tetningssegmentene i tetteskjermen er markert med fargekoder (*Norconsult, 2003*).

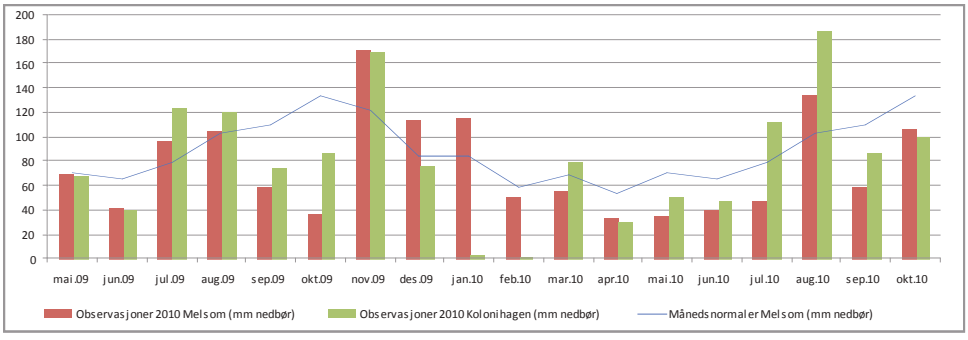
Leiravsetninger omkranser åsen i øst, vest og sør, og har stor mektighet der berggrunnen stuper bratt under. Sør for åsen er løsmassedekket tynt da berggrunnen danner en mindre rygg mot sør. Mellom leira og berggrunnen er det et morenelag, som er påvist i mange geotekniske boringer. Figur 8 viser et profil av den vestlige halvdelen av åsen, der naturlig overflateinfiltrasjon mater grunnvannforekomsten, og strømningen av grunnvannet drenerer ut til havet og ved kilder i foten av åsen.



Figur 8: Prinsippskisse over berggrunnen, leiravsetningene, kildehorisont, nedbørsinfiltrasjon og grunnvannstand. Havet ligger til venstre for figuren (*Norconsult, 2002*).

Det hydrologiske kretsløpet består av nedbør som mater grunnvannsforekomsten. Grunnvannet og overflateavrenningen drenerer til havet via kilder, små bekker og sig. Vintrene er forholdsvis milde med perioder med varmegrader, og grunnvannsforekomsten mates derfor hele året, hvilket gjør at den har et noe maritimt preg. Matingen av grunnvannsforekomsten skjer hovedsakelig ved infiltrasjon gjennom sprekker i berggrunnen i områder der det ikke er et løsmassedekke eller gjennom en avsetning som har høy nok hydraulisk ledningsevne til å kunne mate bergsprekkene. Det er lite mating av grunnvann gjennom leiravsetningene (*Norconsult, 2002*).

Nedbør har blitt målt ved en lokal nedbørstasjon ved Kilen av Tønsberg kommune (ca. 1999-2000), og ved egen nedbørsmåler ved Kolonihagen oppe på Frodeåsen (siden ca. 2004). I Figur 9 er nedbørsmengder ved lokal målestasjon, og ved målestasjon i Melsom, Stokke vist for perioden mai 2009-oktober 2010 sammen med nedbørsnormaler for Melsom.



Figur 9: Oversikt over månedsnormaler og observasjoner i 2010 ved Melsom, Stokke (fra eklima.no) og observasjoner ved Frodeåsen (Kolonihagen) mai 2009-oktober 2010.

4.4 Kjelleolla, kildehorisonter og dammene

Oppe på Frodeåsen ligger det løsmasser bestående av sandige masser, der leirholdige masser kan forekomme under i overgangen til fjell. Det er fire gamle dammer for vannreservoar på Frodeåsen, i tillegg til Månedammen nord for veitunneltranseen, i øst. Disse blir matet fra nedbør og grunnvannsig fra løsmassene omkring (*Norconsult, 2000*).

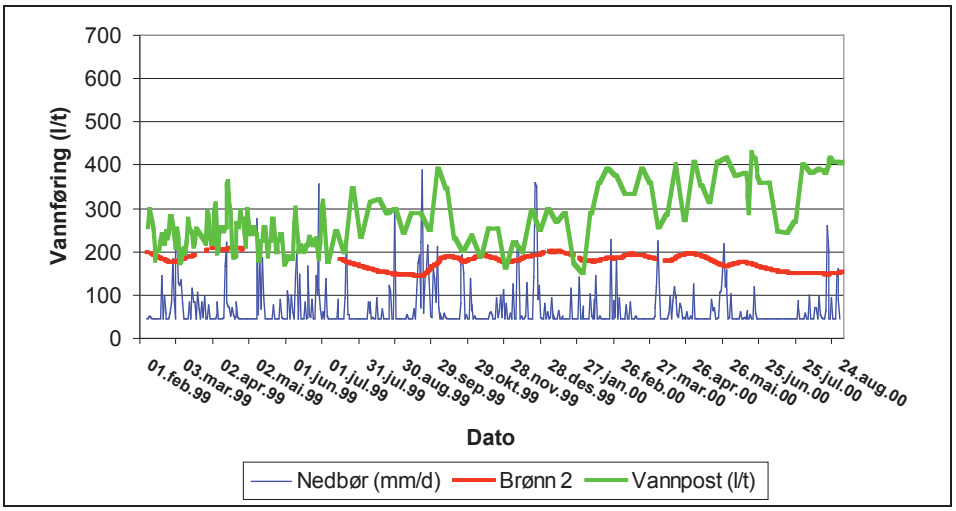
På grunn av den tette leiren, er grunnvannet stuvet opp ved overgangen mellom fjell i dagen og leiravsetningene nede ved foten av åsen. Dette er tydelig ved de mange kildene langs foten av Frodeåsen, blant annet Kjelleolla (Figur 10). Vannføring i Kjelleolla ble overvåket i forbindelse med både jernbanetunnelen og Ringvei Nord. Målingene viser en meget varierende vannføring, og det er vanskelig å kunne trekke noen konklusjoner om kildens direkte avhengighet av f.eks. nedbøren. Figur 11 viser målinger av vannføring fra vannposten til Kjelleolla, grunnvannstanden i Brønn 2 som står i fjellet like ovenfor Kjelleolla, og nedbøren målt i Tønsberg (Kilen) av Tønsberg kommune. Det manglende samsvaret mellom vannføring i olla og nedbøren kan delvis forklares med at ikke alt grunnvann som strømmer ut av selve olla føres fra til vannposten vist i Figur 10. Selve olla ligger inn under dagens togspor, i en kumring som samler en del av kildevannet.

Figur 10: Kjelleolla

Det ble analysert for 18O-isotopet i kildevannet over omtrent et år. 18O-isotopet er et naturlig isotop, og mengden i nedbør endres med andel snø i nedbøren. Ved å se på et årssyklus med isotopet, kan man estimere den relative alderen på grunnvannet. Analysene viser at kildevannet fra Kjelleolla har et gjennomsnitts oppholdstid i grunnen på ca. 2 måneder (*Bekkenheien, 2005*). Etter episoder med mye nedbør, eller snøsmelting, er det imidleritd tydelig tegn til at kildevannet får tilført overflatevann som har en lavere oppholdstid, bl.a. på grunn av det høye innholdet av kolibakterier.

Det ble også bevist ved et sporstoffsforsøk oppe på Frodeåsen i nærheten av Kjelleolla for å se på oppholdstiden av saltholdig vann som ble sluppet ut i sprekker og observasjonsbrønn i åsen. Resultatene viste at strømningshastigheten i berggrunnen omkring Kjelleolla fra begge utslippene var omtrent 3,7 m/dag (*Norconsult, 2001*). Dette stemte også bra med beregninger fra pumpeforsøk i berggrunnen i fjellbrønnene i Frodeåsen nær Kjelleolla. Etter større

nedbørsepisoder, har kommunen tidligere gitt advarsel om at kildevannet i Kjelleolla ikke var egnet som drikkevann pga. forhøyet innhold av kolibakterier.



Figur 11: En sammenligning av nedbør i Tønsberg, grunnvannstanden i Brønn 2 og vannføring i vannposten til Kjelleolla (*Norconult, 2002*).

4.5 Sårbarhet og konsekvenser av eventuell grunnvannsenkning

Med tanke på en mulig grunnvannsenkning pga tunnelene ble konsekvensene av dette vurdert. Sårbart naturmiljø og infrastruktur på og omkring Frodeåsen ble identifisert og vurdert. De lokalitetene som var av mest betydning omfattet (*Kirkeby, 2006*):

- Kryssområdet Kjelle grenser til Ilene naturreservat (våtmarksområde)
- Kjelleolla: Historisk vannkilde i foten av Frodeåsen. Olla ligger på ca kote +5, vegbane i tunnelen ligger på kote +0,65 under jernbanen. Avstand 100m.
- Messeområdet med 3 kunstig oppdemte dammer over tunnelen. Park- og rekreasjonsområde.
- Månedammen med rødlisteart (salamander)
- Drenering av vannene/dammene
- Områder med løsmasser over og nær tunnelen. Setningsfare på bygninger.

Resultatet ble tetningskrav i tunnelene, som ble overvåket både på stuff, i tunnelen og i overvåkningsbrønnene. I begge tunnelprosjektene har overvåkningsbrønner og poretrykksmålere blitt benyttet aktivt for å kontrollere tetningsarbeidet og overvåke effekten. Tettestrategien for tunnelprosjektene omfattet:

- Systematisk forinjeksjon gjennom hele Ringveg Nord tunnelen. Strenge tetthetskrav – tillatt innlekkasje maksimum 50 liter/minuttet pr. løp (eller varierende 2-5 liter/min/100m pr. løp).
- Systematisk forinjeksjon gjennom hele jernbanetunnel, med tettekrav som mellom 4-16 l/min/100m.

4.6 Overvåkning av grunnvann og poretrykk

Fjellbrønner for overvåkning av grunnvannstand har blitt etablert i Frodeåsen i tre omganger: i 1999, 2003 og 2009. Grunnvannstanden har blitt logget automatisk daglig eller oftere, og resultatene overføres til en web-side, med en løsning fra ITAS. Noen av brønnene har sammenhengende serier med daglige målinger siden 1999 fram til i dag.

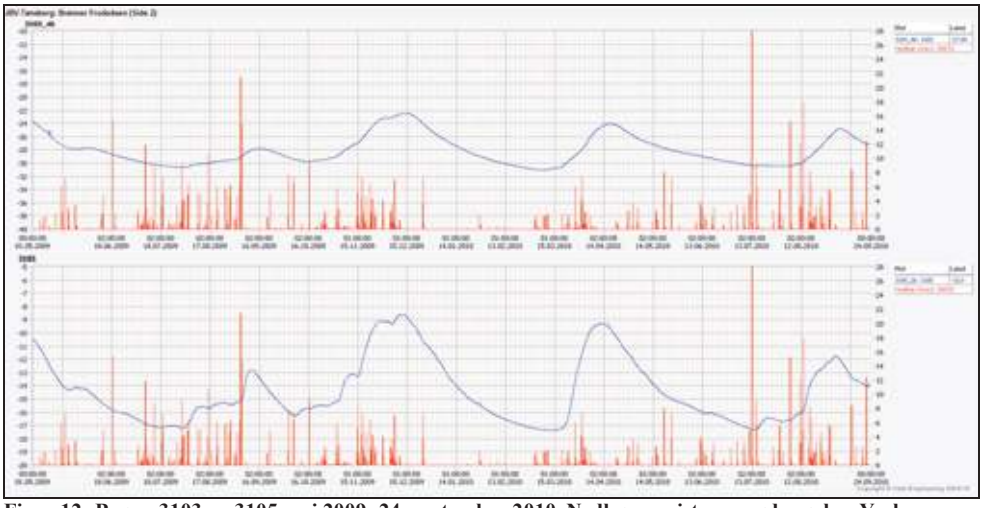
Poretrykk har også blitt overvåket i flere områder, blant annet ved Kjelle, ved Kolonihagen, ved Tomsbakken, ved Barkåker, og ved foten av Frodeåsen ved Tønsberg.

Se Figur 2 for oversiktskart over området og plassering av fjellbrønner og poretrykksmålere.

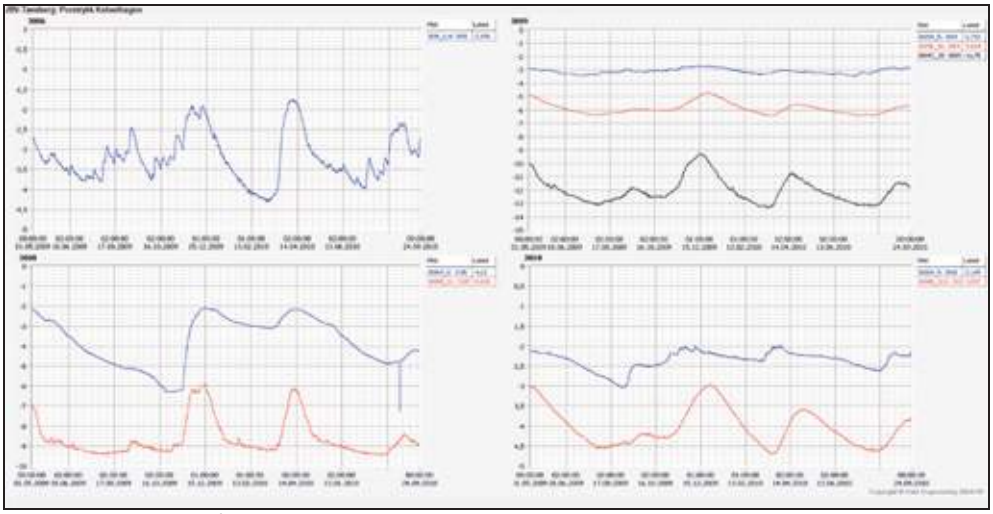
5 GRUNNVANNETS NATURLIGE STRØMNINGSFORHOLD

5.1 Grunnvann i Frodeåsen - trykk-kammer i fjell

På grunn av den tette leiren, er grunnvannet stuvet opp ved overgangen mellom fjell i dagen og leiravsetningene. Dette er tydelig ved de mange kildene langs foten av Frodeåsen, blant annet Kjelleolla. Det viser seg også ved at flere dype poretrykksmålere følger samme svingninger som fjellbrønnene. Noen av poretrykksnivåene måler poretrykk ved to og tre ulike dybder. Slik kan forskjellene i poretrykk nedover i leirmassene vises. Figur 12 og Figur 13 viser utvikling i grunnvannsnivå og poretrykk siden mai 2009 i områder uberørt av anleggsarbeid. Merk at skalaen ikke er lik på alle brønnene, og at nivået som vises er trykkhøyde under terreng. Grunnvannsnivå i fjellbrønnene varierer med årstid og nedbør. De dypeste poretrykksmålere gjenspeiler variasjoner i grunnvannsnivå i fjell. De grunneste målerne har mindre utslag og jevnt poretrykk.

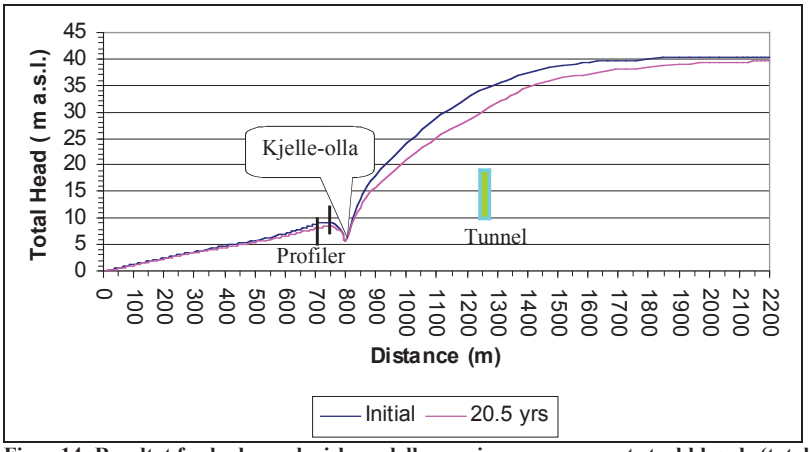


Figur 12: Brønn 3103 og 3105 mai 2009- 24. september 2010. Nedbør er vist som røde søyler. Y-aksen viser trykkhøyden i meter over (+) / under (-) terreng.



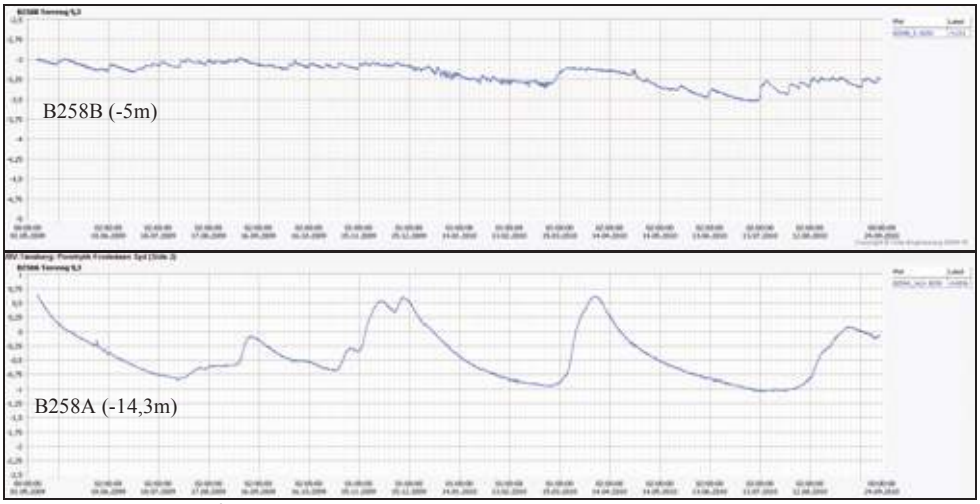
Figur 13: Poretrykksmålere 3006 (6,4), 3008 (6 og 11), 3009 (5 og 10 og 15) og 3010 (5 og 12,5) ved Kolonihagen mai 2009- 24. september 2010. Tallene i parantes er dybde for poretrykksensoren under terreng.

Oppstuvningen er også årsaken til overtrykk (større enn hydrostatisk trykk) i poretrykksmålerne ved overgangen leire/morenelaget (*Norconsult, 2002*). Figur 14 viser en økning i trykkhøyden nedstrøms kildeutspring pga. den høye grunnvannstand i berggrunnen.



Figur 14: Resultat fra hydrogeologisk modell som viser grunnvannets trykkhøyde (total head) i fjell og i leire, og endring i denne. Trykknivået 20,5 år etter en lekkasje i tunnelen er lavere enn utgangsnivået, både over tunnelen og også i leiravsetningen nedstrøms kildeutspring. Profilet er det samme som i Figur 8. (*Norconsult, 2002, Tuttle & Skredsvig, 2003*)

Figur 15 viser utviklingen i poretrykk i et punkt like sør for Frodeåsen, B258. Tidsskalaen er den samme som i Figur 12 og Figur 13. Her er det overtrykk i dypeste måler, trykkhøyden er delvis over terreng. Nivået følger grunnvannsnivået i fjell. Det høyere poretrykket skyldes trykk fra grunnvann i fjell i Frodeåsen. Den øverste sensoren har mindre variasjoner i poretrykk, og en trykkhøyde på ca. 3 m under terreng.



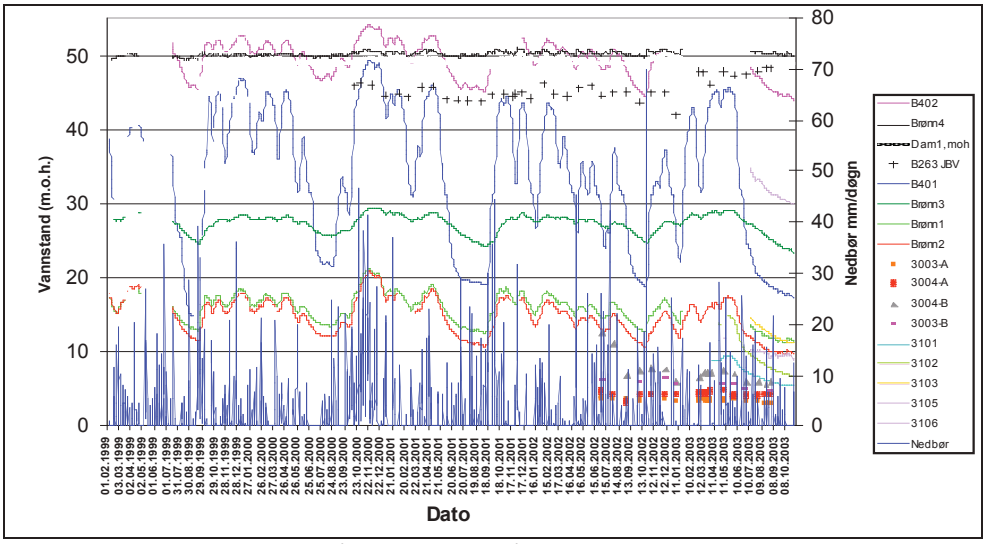
Figur 15: Poretrykksmålere ved Tønsberg, mai 2009 - 24. september 2010. Tall i parentes er dybde for sensoren.

Den nære sammenhengen mellom grunnvannsnivå i fjell og poretrykk, betyr også risiko for poretrykksreduksjon og dermed setninger ved en senkning av grunnvannsnivå i Frodeåsen. Følgende konklusjoner ble trukket i forbindelse med Ringveg Nord (*Norconsult, 2002; Tuttle og Skredsvig, 2003*):

- Tunneler i fjell med omkringliggende leiravsetninger kan påvirke poretrykket i leira selv om tunnelen ligger høyere enn leira.
- En reduksjon i grunnvannsnivå i fjellet vil sannsynligvis resultere i reduksjon i poretrykk og setninger i leiravsetningen
- Overvåkning av tunnellekkasje bør også omfatte poretrykk i fjell under leiravsetningen

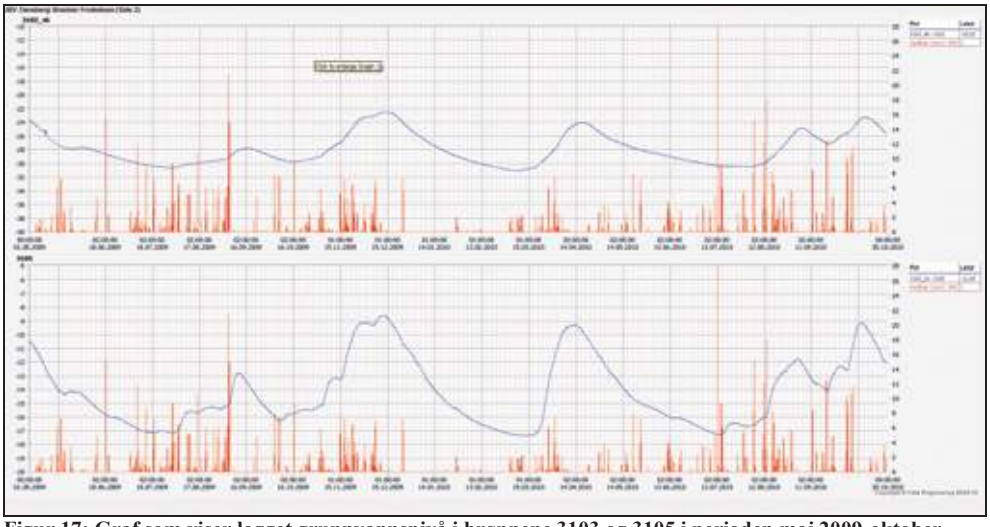
5.2 Naturlige årstidsvariasjoner

Grunnvannsnivået varierer over tid og gjennom året, avhengig av nydannelsen i form av nedbør. For grunnvann i Frodeåsen finnes det flere lange og gode tidsserier som illustrerer dette godt. Figur 16 viser variasjoner i grunnvannsnivå i en rekke brønner i perioden 1999-2003. Nedbørsmengder er også vist i figuren. Vi ser tydelig at noen brønner har store variasjoner i grunnvannstand, mens andre har mer stabilt nivå. Hvor mye og hvor raskt brønnene reagerer på nedbør har sammenheng med andre forhold ved brønnene, dette diskuteres i kap. 5.3. Figur 12 og Figur 13viser også tydelig variasjonen gjennom året og sammenhengen med nedbør.



Figur 16: Utvikling i grunnvannsnivå i brønner i Frodeåsen i perioden 1999-2003 (Norconsult, 2003b)

Vinteren 2010 var det generelt svært lav grunnvannstand i store deler av Norge. Dette ble forklart med en tørr høst og tidlig og kald vinter som har ført til liten nydanning av grunnvann (*NVE, 2010*). Nivået i flere av grunnvannsbrønnene var det laveste eller på nivå med laveste målte grunnvannsnivå siden start av målingene i 1999 (særlig brønn 4 og brønn 1). I begynnelsen av april så man økt vannstand i grunnvannsbrønnene, og perioden med senket grunnvannstand var over. Det ble også observert stor økning i poretrykk, særlig ved dype målere, disse følger grunnvannsnivå i fjell. Se Figur 17, Figur 12 og Figur 13. Dette stemmer godt overens med generell grunnvannssituasjon i Norge, iht. NVE.



Figur 17: Graf som viser logget grunnvannsnivå i brønnene 3103 og 3105 i perioden mai 2009-oktober 2010. Nivået som angis på grafen er i meter under terreng. Røde søyler er nedbør ved stasjon 3009 ved Kolonihagen.

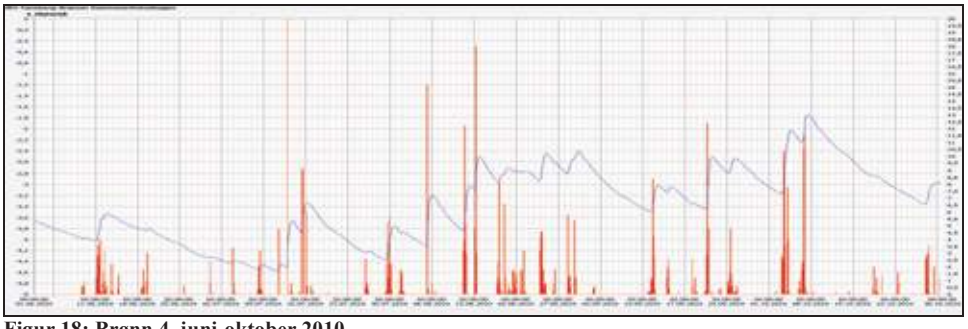
5.3 Store lokale variasjoner

Etter en sammenstilling av dataseriene fra brønnene kommer det fram en sammenheng mellom grunnvannstandsrespons på nedbør og mektigheten på umettet sone og løsmasseoverdekning.

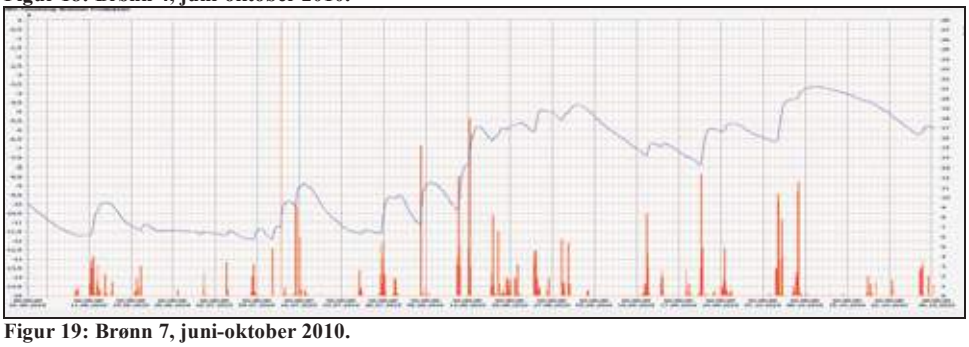
For brønner med forholdsvis liten umettet sone, dvs. mindre enn ca. 10 meter, finnes det en tydelig rask respons på nedbør. Dette kan forklares ved at det er kort vei til grunnvannspeilet. Det er også i slike brønner (f. eks. Brønn 4 og 7) at grunnvannstanden har en begrenset variasjon, sammenlignet med andre brønner som har større umettet sone. Ved Brønn 4 og 7 er det vann (dammer) og myrterreng, som sannsynligvis blir matet fra grunnvannsig ved høy grunnvannsnivå (se Figur 18 og Figur 19).

For områder med stor umettet sone, dvs. mer enn ca. 20 meter, er responsen på nedbørsepisoder noe forsinket, pga. den større avstanden ned til grunnvannspeilet. Figur 16 viser Brønn 1, 2 og 3, der alle har stor umettet sone. Det er en forskjell mellom kurven til Brønn 3 og kurvene til Brønn 1 og Brønn 2. Brønn 3 har en del løsmasser over berggrunnen, men området rundt Brønnene 1 og 2 er preget av bart fjell. Løsmassedekket fungerer som en buffer på nedbørsepisoden, og forsinker ytterligere mating til grunnvannsforekomsten, samt gjør at variasjonen i grunnvannstanden jevnes noe ut, i forhold til der brønnene står uten et løsmassedekke.

Brønn B401 i Figur 16 viser 30 meters variasjon, og var en kjerneboring på toppen av Frodeåsen, uten et løsmassedekke. Den enorme varasjonen tyder på et sprekkesystem som hadde høy hydraulisk ledningsevne, men veldig lav lagringskapasitet.

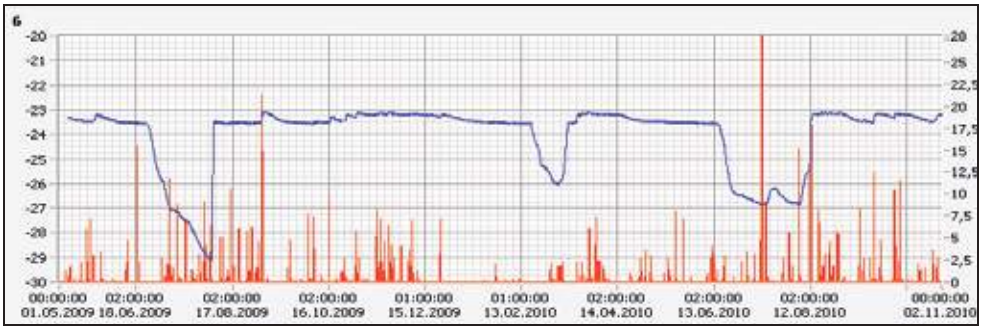


Figur 18: Brønn 4, juni-oktober 2010.



Figur 19: Brønn 7, juni-oktober 2010.

Brønn 6 er en ”unntaksbrønn” på Frodeåsen. Brønn 6 har en uventet høy grunnvannstand, tatt i betraktning sin plassering ved den søndre skråning til Frodeåsen. Brønn 6 har grunnvannstand på ca. 30 moh, mens Brønn 1 ca. 100 m unna har et grunnvannsnivå på ca. 11 moh. Brønnen har lange perioder med svært jevn grunnvannstand, der nivået varierer med under 0,5 m. Brønnen har så hatt episoder med plutselige, markerte senkninger i grunnvannsnivå, med en rask senkning på 3-6 m. Se Figur 20. Dette skjer i perioder med generelt lav grunnvannstand i området. Når grunnvannstanden i området synker til et bestemt lavt nivå, så blir vannsøylen i Brønn 6 (ca. 20 m høyere) så stor i forhold til området omkring at vannet slipper ut gjennom lavpermeable sprekker inntil trykket har blitt tappet, for så å bygge seg opp igjen. Det anses som en respons på naturlig lavt grunnvannstand i området.



Figur 20: Graf som viser logget grunnvannsnivå i brønn 6 i perioden mai 2009-oktober 2010. Nivået som angis på grafen er i meter under terreng. Røde søyler er nedbør ved stasjon 3009 ved Kolonihagen.

6 GRUNNVANNSTRØMNING UNDER ANLEGGSFASEN

6.1 Lekkasje gjennom kalk/sement pele

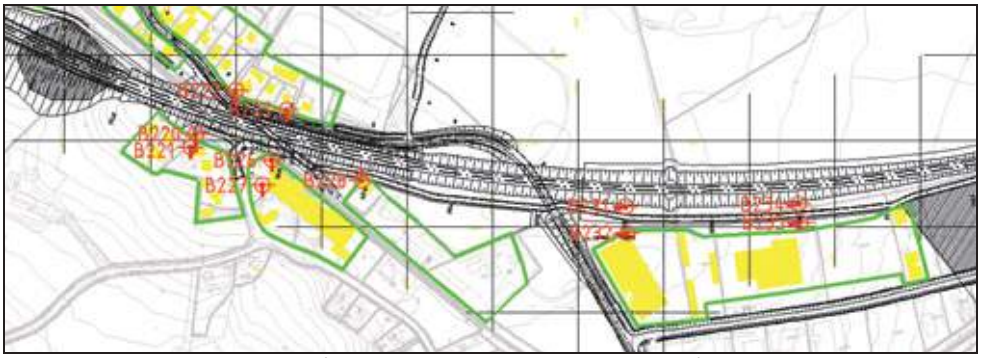
I desember 2002 ble det forsøkt med nedsetning av en kalk/sement pele ved Kjellekrysset (Norconsult, 2003b). Pelen ble boret for dypt, dvs. for nær overgangen mellom leirmasser og morenelaget under, noe som resulterte i grunnvannslekkasje gjennom pelen. Lekkasjeraten var i størrelsesorden 30 l/min. Grunnvannsmodellen ble benyttet for å simulere grunnvannslekkasjen gjennom kalk/sement pelen. Den generelle trenden i grunnvannstanden i Frodeåsen var generelt høy grunnvannstand i 1999-2001 perioden, og generell nedgang i grunnvannstand i 2001-2003. Dette forklares ved variasjon i nedbørsmengdene disse årene. Situasjonen høsten 2003 var dermed generelt lav grunnvannstand.

Den numeriske grunnvannssimuleringen av effekten ved grunnvannslekkasjen fra kalk/sement pelen tydet på at vannføringen i Kjelleolla ble påvirket av lekkasjen. Etter at kalk/sement pelen ble tettet i november 2003, var det igjen vannføring i Kjelleolla. Det kan forklares både ved at lekkasjen ble stoppet og økt nedbør. Det ble i Norconsults rapport (2003b) konkludert med at vannføringsstopp i Kjelleolla kunne forklares ved en kombinasjon av faktorer: Det var et generelt lavt grunnvannsnivå i regionen grunnet lite nedbør de siste to årene. Lekkasjen i kalk/sement pelen har virket inn på å redusere vannføringen og senke grunnvannstanden ved Kjelleolla. Det var også tegn til andre ikke-identifiserte drenerende faktorer i området som har redusert poretrykket i nærområdet. Denne hendelsen viste sårbarheten til Kjelleolla, samt poretrykket i området.

6.2 Eksempler på effekter av anleggsarbeid - kortsiktige

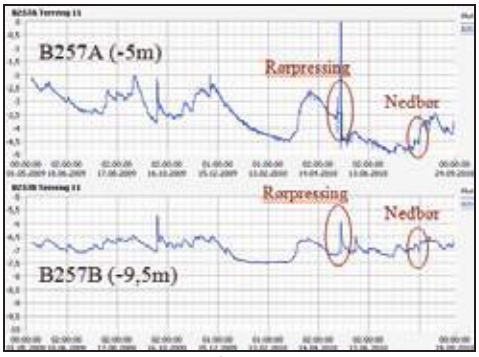
Poretrykk

Oversiktskart over Barkåker er vist i Figur 21. Figur 22 viser utviklingen i poretrykk ved Barkåker i perioden mai 2009 - oktober 2010, og noe av det som har påvirket poretrykket er angitt på grafene. Grunnvannstanden ble senket i trauet for ny trase ved barkåker, og som forventet er det redusert poretrykk i poretrykksmålerne nærmest byggegropa, mens senkningen avtar med avstanden. Det kan også sees at poretrykket påvirkes av blant annet peling, graving og spunting. I forbindelse med anleggsarbeider for jernbanetunnelen var det rørpressing i området like sør for Frodeåsen i mai 2010. Det ble boret under jernbane og vei og trukket et større rør tilbake. Enkelte poretrykksmålere (B257) ble tydelig påvirket av dette, se Figur 23. Det var noe uventet ikke utslag på de andre poretrykksmålerne i området. Nedbør fører til økt poretrykk, noe som også sees tydelig.



Figur 21: Oversiktskart over Barkåker med jernbanetrase og poretrykksmålere.

Figur 22: Poretrykksmålere ved Barkåker, mai 2009 - 24. september 2010.



Figur 23: Poretrykksmålere ved Tønsberg, mai 2009 - 24. september 2010. Tall i parentes er dybde for sensoren.

Senket grunnvannstand i Brønn 3

Utvikling i grunnvannstand i brønn 3 er vist i Figur 24. Nivået sank fra desember 2009 til mai 2010, og har siden det ligget på omtrent samme nivå (-32 m under terreng), til tross for mye nedbør på ettersommeren. Grunnvannsnivået er i størrelsesorden 4 m lavere enn i fjor sommer. Det har ikke vært målt så lavt tidligere, siden 1999 da målingene startet. Poretrykksmålerne ved Tomsbakken i nærheten ser ikke ut til å påvirket.

Nivået i brønn 3 er kunstig lavt, og tyder på en pågående lekkasje, og at lekkasjen er større enn nydanningen. Det kan være en god forbindelse mellom tunnelen og brønnen som gjør at grunnvannet drenerer vekk og nivået holder seg på nivå med denne forbindelsen (19 moh). Drensledningen i tunnel ligger ca. på kote 16,5 ved brønn 3.

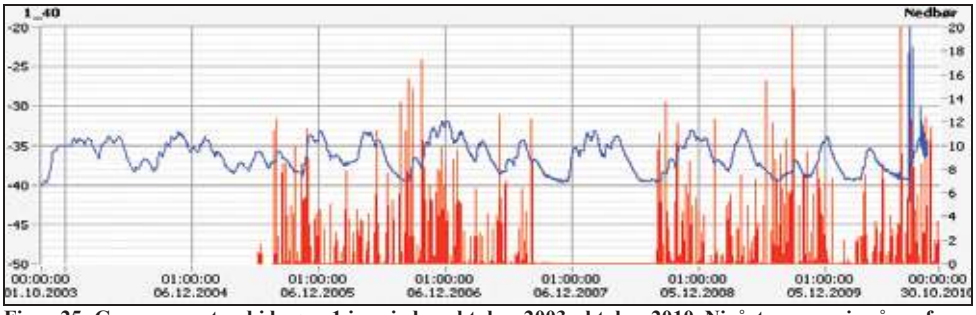
Det er ingen målinger i tunnelen som angir lekkasjemengden i området ved brønn 3. Tunnelen er generelt tettet i henhold til forutsetningene, men det kan være enkeltlekkasjer som drenerer. Nedgangen i grunnvannsstanden i brønn 3 i løpet av vinteren/våren 2010 var trolig dels naturlig (nedgang i referansebrønner og andre brønner fra midten av desember 2009 til midten av mars 2010), dels grunnet tunneldriften som passerte i mai 2010. Siden poretrykksmålerne B250 og B251 ikke ser ut til å være påvirket hadde trolig ikke uttaket i forskjæringen vesentlig betydning for grunnvannsenkningen. Brønn 3 har blitt undersøkt i felt etter at grunnvannsnivået har sunket. Den registrerer riktig grunnvannsnivå og den har ikke blitt injisert med tettemasse.

Figur 24: Graf som viser logget grunnvannsnivå i brønn 3 i perioden mai 2009-oktober 2010. Nivået som angis på grafen er i meter under terreng. Røde søyler er nedbør ved stasjon 3009 ved Kolonihagen.

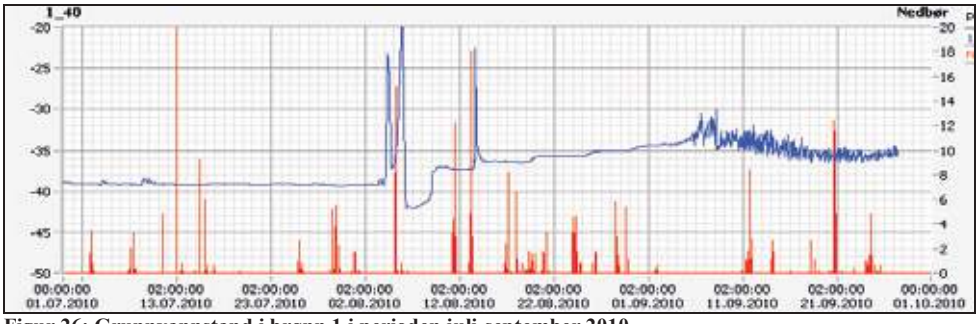
Brønn 1 – tettet ved injeksjon i tunnelen

Brønn 1 ble etablert i 1999, og grunnvannstanden har blitt logget siden det. Figur 25 viser grunnvannstand i brønnen fra 2003-2010. Grunnvannet her har jevne årstidsvariasjoner.

I august 2010 ble det observert plutselige og kraftige endringer i vannstanden. Se Figur 26. Brønn 1 ligger ca. 30 m øst for tunnelen, og det ble injisert flere skjermer i perioden i dette området. Det er trolig dette som påvirker brønnen, eksempelvis ved at en drenerende vannkanal eller vannåre i berget er tettet helt eller delvis. Injeksjonen i seg selv øker også poretrykket mens injeksjonen pågår og avtar når vannbalansen stabiliserer seg. Vannstanden stabiliserte seg og så ikke ut til å synke, og injeksjonen i området så dermed ut til å være vellykket. Etter et par uker ble vannstanden i Brønn 1 igjen ustabil. Variasjonene er store, og større enn naturlige variasjoner. Brønnen ble befart 21. september og det ble foretatt kontrollmåling av grunnvannsnivået. Grunnvannsnivået var høyere enn logger-målingene og normale nivåer i brønnen. Total dybde var redusert, og måleren satt fast nede i brønnen. Det ble konkludert med at brønn 1 har blitt tettet under injiseringen i tunnelen.



Figur 25: Grunnvannstand i brønn 1 i perioden oktober 2003-oktober 2010. Nivået som angis på grafen er i meter under terreng. Røde søyler er nedbør ved stasjon 3009 ved Kolonihagen.



Figur 26: Grunnvannstand i brønn 1 i perioden juli-september 2010.

6.3 Effekter av anleggsarbeid - langsiktige

Det har nå gått over 3 år siden Ringveg Nord ble anlagt, slik at det er mulig å se på effekter etter tunnelanlegget i et litt langsiktig perspektiv. Reaksjonene i brønnene på veitunnelen kan deles inn i tre responstyper:

1. Noen brønner viser liten eller ingen endring i grunnvannsnivå. Dette gjelder f. eks. 3103.
   - Dette tolkes dit hen at tettingen på stuff var effektivt nok slik at det ikke ble lekkasjer i tunnelen. Det ble i hvert fall ikke noen påvirkning i en nærliggende brønn.
2. Noen brønner får en redusert grunnvannstand i en periode, men nivået øker igjen til tilsvarende nivå som før veitunnelen ble påbegynt. Dette gjelder f. eks. Brønn 1 og brønn 402.
   - Dette tolkes slik at det ble lekkasje i stuffen som ble senere tettet ved etterfølgende injeksjonsrunder.
3. I noen brønner er det en senkning av grunnvannet i samme periode som veitunnelen ble drevet, og nivået har ikke økt til tilsvarende nivå som før veitunnelen ble påbegynt. Dette gjelder f. eks. brønner 3105, 3106 og til dels 3102 og Brønn 4.
   - Dette tolkes om en lekkasje i tunnelen som aldri ble fullstendig tettet.

Fjellbrønnene 3102 og 3103 ligger nær hverandre (ca. 115m), men har ulik reaksjon på lekkasjen. Dette viser heterogeniteten i berggrunnen pga. sprekkesystemet i berggrunnen som medfører at ikke alle sprekker er sammenkoblet.

Brønnene 1, 4 og 402 viser samme trend; senkning av grunnvannet i anleggsperioden med mye lekkasje, men tilbake til opprinnelig nivå og trolig ingen eller små varige endringer.

Det ble forsøkt å sammenligne data fra lekkasjemålinger og endringer i grunnvannstand i overvåkningsbrønnene. Hensikten var for å bedre kvantifisere sammenhenget mellom lekkasjer i tunnel med den direkte effekten på grunnvannsnivået. Lekkasjemålingene var kun enkeltmålinger ved noen få tidspunkt, og er vanskelige å relatere direkte til målingene av grunnvannsnivået. Grunnvannsnivået reduseres like etter lekkasjemålingene ved flere anledninger, men det er ikke gjort målinger mellom disse episodene, og det er ikke kjent omfanget av lekkasjen mellom målingene, og dermed var det ikke kjent om det var noen sammenheng. Lekkasjemålingene var også over forholdsvis store tunnelstrekninger, som gjør det vanskelig å vite i hvilke området som bidro til lekkasjen og omfang av arealet som var påvirket.

Dersom man skal få en bedre forståelse for den faktiske effekten av ulike lekkasjerater, vil det være behov for et mer detaljert og kvantitativt måleprogram, også i tunnelen.

7 KONKLUSJONER

Grunnvann i norske fjell strømmer for det meste i sprekker som er mer eller mindre forbundet med hverandre. Heterogeniteten er stor i alle retninger, som medvirker til ulike responsforløp på grunnvannsmating og drenering.

Generelt ser vi at grunnvann i oppsprukket fjell vil reagere raskt når grunnvannsmatingen skjer gjennom en grunn umettet sone, men reagerer saktere når umettet sonen blir stor. Et løsmassedekke over en stor umettet sone vil forsinke responsen ytterligere, og grunnvannstandsflukuasjonen vil bli mindre pga den dempningseffekten løsmassedekket har på væskestrømningen.

Der man har forhold med et fjellparti som er omkranset av leiravsetninger, vil en stor del av nedbøren som faller på fjellpartiet infiltrere i berggrunnen, slik at grunnvannsnivået blir høyt i fjellpartiet. Grunnvannsstrømningen vil gå mot lavereliggende områder, og til slutt mot havet. På grunn av den lavere permeabiliteten i leiravsetningen, vil det kunne dannes et overtrykk i overgangen mellom berggrunnen og den tettere leiravsetningen. Dette forholdet vil medføre en oppstuving av grunnvannet, slik at det blir overtrykk og muligens kilder i terrenget. Grunnvannet i fjell kan dermed anses som et trykk-kammer for de nærliggende leiravsetningene.

Redusert grunnvannstand i fjellpartiet som stiger over leirbassenget, selv om grunnvannsnivået forblir høyere enn terrengoverflaten til leiravsetningen, vil sannsynligvis medføre poretrykksreduksjon i de nærliggende leiravsetningene.

Registreringene fra overvåkningsbrønner og poretrykksmålere har vist at tunneldriving kan overvåkes og delvis styres av respons fra brønnene. Det er viktig med poretrykksmålere som registrerer i flere nivåer for å forstå de faktiske forholdene sammenlignet med hydrostatisk trykk.

Fremtidige undersøkelser i forbindelse med tunneldriving bør vurdere en veldig detaljert og kvantitativ registrering av tunnellekkasjer, injeksjonsarbeid og grunnvanns-/poretrykksrespons, for å bedre kunne begrunne behovet for dyre tettekrav.

8 REFERANSER

Bekkeheien (2005): ”A Hydrogeological Study of Frodeåsen, Tønsberg - Assessment of Fracture Flow using Discrete Fracture Network Modeling.” Cand.Scient Thesis in Hydrogeology. Department of Geosciences, Faculty of Mathematics and Natural Science, University of Oslo. October, 2005.

ITAS (2010): overvåkningsdata fra logging av grunnvannstand og poretrykk

Kirkeby og Veseth (2005): ”Ringveg Nord Tønsberg. Tunneldriving og injeksjon i rombeporfyr - Frodeåstunnelen.” Fjellspregningsteknikk. Bergmekanikk/geoteknikk 2005.

Kirkeby (2006): ”Ringveg Nord Tønsberg. Tunneldriving og injeksjon i rombeporfyr: Frodeåstunnelen.” Presentasjon på Hurdal foredrag 5. april 2006.

Norconsult (Arild Palmstrøm) (1999): ”Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 7.1 Barkåker-Tønsberg. Ingeniørgeologisk rapport.” Jernbaneverket Utbygging. 26. juli 1999.

Norconsult (Kevin J. Tuttle) (2000): ”Byggeplan. Barkåker-Tønsberg. Hydrogeologisk rapport.” Jernbaneverket Utbygging. 23. oktober 2000.

Norconsult (Kevin J. Tuttle) (2001): ”Byggeplan. Parsell 7.1 Barkåker-Tønsberg. Rapport vedrørende supplerende undersøkelser ved Kjelleolla.” Jernbaneverket Utbygging. 6. mars 2001.

Norconsult (Kevin J. Tuttle) (2002): ”Nye Ringvei Nord - Tønsberg. Vurdering av poretrykksendring ved Kjellekrysset: Parameteranalyse.” Statens vegvesen Vestfold. September 2002.

Norconsult (Kevin J. Tuttle) (2003): ”Nye Ringvei Nord - Tønsberg. Hydrogeologi - grunnvannsmodellering av tunnellekkasjer og grunnvannssenkning.” Statens vegvesen Region Sør. Desember 2003.

Norconsult (Kevin J. Tuttle, Ingvild Helland) (2003b): ”Nye Ringvei Nord - Tønsberg. Kjelleolla - Hydrogeologisk vurdering ifm. uttørking av olla.” Statens vegvesen Region Sør. 2. desember 2003.

Norconsult (Arild Palmstrøm, Anders Kr. Vik) (2008): ”Modernisering av Vestfoldbanen. Parsell 7.1 Barkåker - Tønsberg. Ingeniørgeologisk rapport for anbud.” Jernbaneverket Utbygging. 26. november 2008.

NVE (2010): http://nve.no/no/Nyhetsarkiv-/Grunnvannsituasjonen/Grunnvannsituasjon-3-mars-2010/ (05.03.2010) og http://nve.no/no/Nyhetsarkiv-/Grunnvannsituasjonen/Grunnvannsituasjon-17-mars-2010/ (18.03.2010)

Tuttle, K.J. og Skredsvig, E.N. (2003): Total head and porewater pressure reduction in adjacent clay basin constrain tunnel design. In (Petric, M., Pexdic, J., Trcek, B. & Veselic, M.) Groundwater in Geological Engineering. Materials and Geoenvironment, v. 50, no. 1, Ljubljana, p. 391-394.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

Forskningsleder Kristin Hilde Holmøy
SINTEF Byggforsk

LANGRENNSPOR I VEGTUNNEL

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

RANA GRUBERS BERGMEKANISKA UTMANNINGAR I ANSLUTNING TILL ETABLERING AV NYHUVUDNIVÅ OCH ÖVERGÅNG TILL NY BRYTNINGSMETOD

RANA GRUBER ROCK MECHANICS CHALENGES CONNECTION WITH THE ESTABLISHMENT OF A NEW MAIN LEVEL AND THE TRANSITION TO NEW MINING METHOD

R&D Manager Susanne Nævermo Sand Rana Gruber AS
Ph.D. Nghia Quoc Trinh SINTEF Building and Infrastructure

SAMMENDRAG

Efter nämare 40 -års dagbrottsdrift startade Rana Gruber AS i slutet av 90-talet underjordsbrytning genom öppen skivpallsbrytning i Kvannevanns gruvan, lokaliserat i de norra delarna av Norge. Underjordsdriften har kontinuerligt förbättrats och vidareutvecklats under årens lopp, för att anpassas för de komplicerade bergförhållandena som karakteriserar regionen och för att reducera driftskostnaderna. En kombination av låg kvalitet järnmalm med en genomsnittshalt på 33% Fe och omfattande bergmekaniska utmaningar (stora horisontella spänningar) framställes gruvbrytningen i Kvannevanns gruvan som extraordinär. Med anledning av de senaste årets ökning av produktion, som en konsekvens av den kraftiga efterfrågan av järnmalm, utredde Rana Gruber AS i 2008 alternativ brytningsmetod för att öka gruvans kapacitet och malmresurser som påföljd. Undersökningen resulterade i ett beslut att gå över från öppen skivpall till skivrasbrytning – Projekt Skivras. Målet med projektet är att det i oktober år 2011 produceras malm från första skivnivåen och att gruvan förbereds till att producera tre miljoner ton råmalm år 2012. (Projektet har en budget på närmare 360 miljoner NOK). Övergången till en ny brytningsmetod har resulterat i ett stort antal nya bergmekanikska utmaningar. Dessa utmaningar är först och främst en konsekvens av tidigare brytningsmetod men också med tanke på de generella bergmekaniska utmaningar skivras som bytningsmetod ger upphov till.

SUMMARY

After more than 40 years of open pit mining, Rana Gruber AS started underground mining using open stope method in year 2000 at Kvannevann mine, located in the Northern Territories of Norway. The mining has been continuously improved and further developed to make it fit for the difficult rock conditions in the area and to cut operation costs. A combination of low grade iron ore with on average 33% Fe and significant rock mechanics challenges (large horizontal stress) has made the mining in the Kvannevann mine extraordinary. Because of the last year's increase of production due to the surge after iron ore, Rana Gruber AS investigated methods to increase the mining capacity and resources resulting. The investigation resulted in the decision to change over from open stope to sublevel caving – Project Sublevel Caving. The aim of the project is that it will in October year 2011 be able to produce ore from the first sublevel and to prepare the mine to produce three million tons crude ore in year 2012. The project has a budget of nearly 360 million NOK. The transition to a new mining method has resulted in many new rock mechanics challenges. The challenges due to former mining method as well as general challenges that sublevel caving as a mining method. This paper describes the mine with the changed mining method and also our analyses for one of the typical rock mechanics challenges – the displacement of the hanging wall.

1. INTRODUCTION

The Kvannevann mine is one of several iron ore mines operated and owned by Rana Gruber AS in the Dunderland valley. The Kvannevann mine is the only underground mine in the region. The deposit is located in the northern part of Norway, approximately 50 km south from the Arctic Circle. Today Rana Gruber AS combines underground and open pit methods for mining and concentrating iron ore for multiple purposes. The majority of the concentrates are designated for iron and steel production, while smaller quantities are tailored for special applications. The main steps of the process are: mining, crushing and storage of crude ore at the Ørtfjell deposit, railway transport to the dressing plant in Mo i Rana, a distance of approx. 35 km, mineral dressing and concentration, storage of concentrates and supply to customers via own shipping terminal.

During the year of 2008, Rana Gruber was taken over by Leonard Nilsen & Sønner AS, (LNS) a company with international reputation in tunneling, excavation of rock and construction. The new owners immediately focused on the investigation of alternative mining methods, order to raise the production and, lower the mining costs with the aim to manifest a long term mining for iron ore in the area.

The Kvannevann underground mine has been established in 1999 underneath the abandoned Kvannevann open pit which was been in operation for a short period between 1981 and 1982. Only small volumes of ore have been mined during this period of operation. The former bottom at an average altitude of 400 m above sea level of the open pit mine builds the roof for the nowadays Kvannevann underground mine.

Open stope mining affected the Kvannevann ore over a total length of 1200 m. The first main and production level was established at 250 m above sea level. A total of 16 stopes on average 60 m long, 30 m wide and 100 m high were aligned along the ore body divided by a number of 15-30 m thick vertical pillars. The crown pillars are on average 30 m thick representing the roof of the current mine. General mine layout before the sublevel caving is as presented in Figure 1.

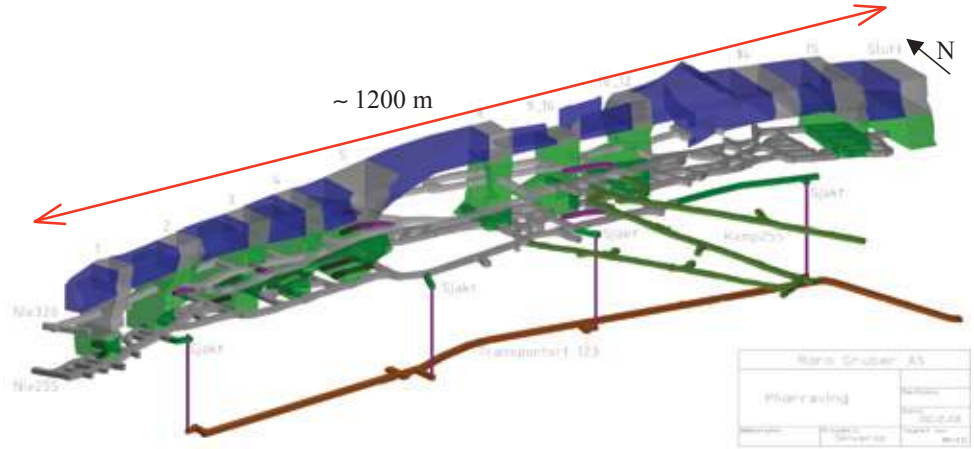


Figure 1: 3-D picture of level 250m. Crown pillars coloured in blue and gray, vertical pillars in green.

The Ørtfjell iron ore deposit is embedded in meta-sediments and –volcanic of probable proterozic age, 1.2 billion years old. The geological rock unit is today made up of mica shists, calcareous garnet-mica shists, limestones and small layers of amphibolites and quartzites. The rocks show a distinct foliation due to a severe tectonic overprint represented by at least three folding cycles. The iron ore is in direct contact of either limestones or mica schists. As the result of isoclinals folding the iron ore deposit is a multitude of its original thickness. The ore is more or less banded due to varying iron oxide concentrations. The flanks of the bowl-like structure dip steeply towards N and S respectively. The bottom of the bowl is calculated to be found approx. 1500 to 2000 m from surface based on the tectonically data available today. The Kvannevann mine is placed on the southern flank of the U-shaped structure. The currently mined ore has an extension of 1200 m with thicknesses varying from 30 up to more than 100 m. The ore body has been proven to continue from surface at average 450 m above sea level to 10 m below sea level by diamond drilling and exploration tunnelling. The total Fe-content of the ore varies between 27-35 %, average 33 %.

2. ROCK MECHANICS CHALLENGINGS

The Ørtfjell area, which hosts the Kvannevann mine, is characterized by very high horizontal stresses (Myrvang, 2003) which have to be taken under consideration during any type of excavation of rock in the area. The first observations of rock mechanic challenges have been made during the early stages of the construction works and the late exploration phase of the Ørtfjell mining area. During the construction of the underground silo and railway filling station, which went ahead parallel to the establishment of a 2400m long exploration drift, a 3D stress measurement was carried out. This work was done in 1978. The measurements came up with amazing results illustrated by 20 MPa parallel with the elongation of the ore and 10 MPa perpendicular to the strike direction of the ore, which is 10 to 15 times higher than the theoretical horizontal stress caused by gravity. Some collected mechanical properties of the rock mass are as presented in Table 1

Table 1: Mechanical properties of rocks in Kvannevann mine.

Rock type	Pressure stress σ (MPa)	Point load strength I (MPa)	E-modul E (GPa)	Poissons ratio ν	Density (Kg/m3)
Ore	60	3	30	0.22	3800
Dunderland schist	48	4	18	0.10	2800
Ørtfjell schist	65	4	24	0.15	2750
Limestone marble	75	3	52	0.20	2750

The Dunderland shist comprising of mica shists and calcareous shists together with the iron ore horizonts are the most prominent rock types in the Kvannevann area. These rocks are relatively weak. Indicating a RQD of 90 for the iron ore, the figures resulting from measurements conducted on horizontal drill holes intersecting the ore at 90^{o} to strike direction.

Myrvang (2003) in his report of rock stress summarized the rock mechanic in the Kvannevann mine as follows: *"the rocks in the area initially are relatively weak and a little stiff, but still quite compact and moderately fractured"*. Furthermore he describe – *"the rock stress problems of the type described is extraordinary in the world for a mine of this moderately deep"*.

Mining at the Kvannevann mine is extremely crucial because of the large horizontal stress detected from the deposit.

The transition to a new mining method has resulted in many new rock mechanics challenges. Rock mechanics challenges due to former mining method as well as general challenges that sublevel caving as a mining method brings along.

As the result of the current open stope mining method there are left several crown- and vertical pillars as suspensions for the upper mining level of the Kvannevann mine. As a precondition to succeed with sublevel caving, those suspensions have to be removed in order to achieve a desired caving. The removal of the current suspensions is quite a challenge as it implies the risk of destabilization of the mine with possible consequences to miners and losses of mineable ore within the upper level of the mine. To minimize risk, a computerized simulation has been carried out which resulted in a working plan to accommodate activities.

The rock mechanics challenges due to the new mining method can be identified like hanging wall displacement, foot wall stability, stability of the underground structure, location of the production drift, field drift, rock shafts, crushing hall, conveyor tunnel, loading front, openings.

These challenges lead to many rock mechanics analyses. This report however will focus on the displacement of the hanging wall regarding the pillar removal and the sublevel caving, since we are able to verify our analyses with the practical condition at this stage of the mine.

Sufficient and “controlled” caving of the side walls of the deposit is required for mining by sublevel caving method. It cannot be excluded that larger caving may occur without prior notice resulting, at the worst, in violent air blasts destructive for both miners and the mine equipment. To prevent for such incidents the removal of the vertical pillars and the mining of the remaining ore at level 250 has to be done successively and controlled by a carefully set operation scheduled for the first level of sublevel caving. The iron ore produced from this operation is thought to build up a “security pillow” which at no time has to be intersected or partly removed from any area of the mine prior to initial caving of the side rocks of the mine. The challenge is not only to initiate and maintain a steady caving front but also to run at a high productivity and control the run of mine by separating out waste rock interfaces.

3. NUMERICAL MODELS FOR THE HANGINGWALL DISPLACEMENT

3.1. Model and inputs

Typical displacement around a mine with sublevel caving method is presented in Figure 2. In this figure, the zone below the limit angle line is considered to be stable and no displacement caused by the mining activity should be presented in this zone. Meanwhile, zone above the break angle line is considered to be the unstable zone with various types of instability modes such as visible cracks to completely caved rock. The zone in between these two lines is a transition zone.

The zone above the break angle line is called “Discontinuous Deformation” (DD) zone, which consists of Fractured Zone (FZ) and Caved Zone (CZ). Analyses performed in this paper are

aiming to find the DD zone with different subsequence sublevel caving levels. The analyses follow similar analyses done for Kiirunaavara mine by Villegas and Nordlund (2008).

To evaluate the displacements of the hangingwall at Rana Gruber, a Phase2 model is established. Materials included in the model are host rock (mica schist), ore body, and waste rock. Mechanical properties of the host rock and ore body are given in Table 1. Mechanical properties of the waste rock are obtained similar to the waste rock at Kiirunavaara mine that can be found in Villegas and Nordlund (2008). The mechanical properties of the waste rock are presented in Table 2.

Table 2: Input parameters for rock masses

Input parameters	Unit	Waste rock	Note
In-situ stress condition	MPa	Body weight only	Gravity force
Unit weight	MN/m3	0.02	
Poisson's ration – ν		0.25	
Friction angle – ϕ	degrees	20	
Cohesion – c	MPa	0	
Deformation modulus – E	MPa	250	

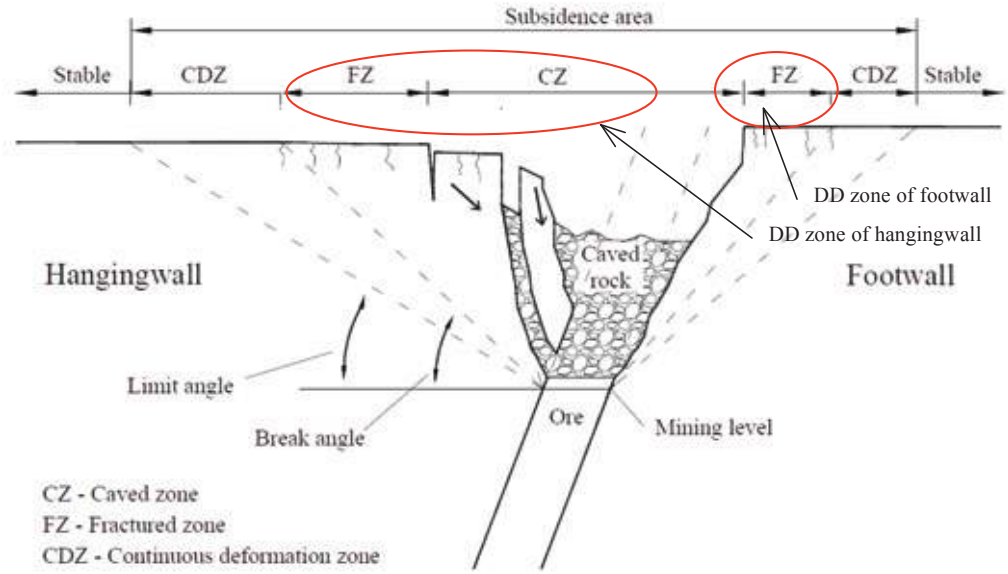


Figure 2: Surface deformation zones at a mine with sublevel caving mining method (Herdocia, 1991; Lupo 1996).

For simplification, the model for Rana Gruber is assumed that for every sublevel caving level, material above the excavation is caved rock and the boundary of the caved material is vertical (not stepped). Details of the model are presented in Figure 3.

Calculation steps in the model are including the mining stages as follow:

- Step 1: Pillar removed, mine bottom at level 280, top of waste rock at level 350 m. This is to simulate the current situation in the western part of the mine. Result from this model will be compared with the site observations for verification and necessary adjustments.

- Step 2: Pillar removed, mine bottom at level 250, top of waste rock at level 350 m.
- Step 3: Sublevel caving at level 221 m, assumed top of waste rock at level 320 m.
- Step 4: Sublevel caving at level 187 m, assumed top of waste rock at level 320 m.
- Step 5: Sublevel caving at level 153 m, assumed top of waste rock at level 280 m.
- Step 6: Sublevel caving at level 123 m, assumed top of waste rock at level 280 m.

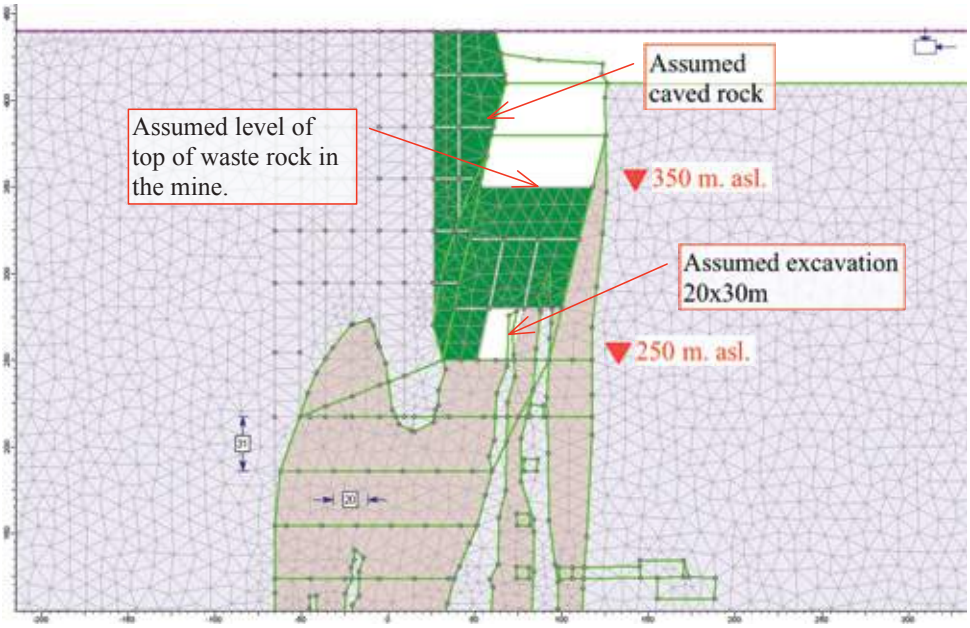


Figure 3: Example of the model layout for sublevel caving at level 250 m.

3.2. Results and discussions

Step 1: Pillar removed, mine level 280 m, waste level 350 m:
Result of the model indicates a break angle of about 71 degrees with almost a straight line. This means that the Discontinuous Deformation zone – DD zone (the Caved Zone + the Fractured Zone) extends 80 m away from the edge of the mine.

The modelled situation is the actual situation at the western part of the mine after pillar removal. Thus, the result from the model needs to be compared with the actual condition to evaluate the validity of the model. Presentation about the comparison will be made at the end of this section.

Step 2: Mine level 250 m, waste level 350 m:
Result of the model for this step is presented in Figure 4. The result indicates a break angle of 73 degrees with a straight line. This means that the Discontinuous Deformation zone – DD zone (the Caved Zone + the Fractured Zone) extends 94 m away from the edge of the mine. The location of the limit line in this case is based on reasonable considerations of the stress concentration behind the Fractured Zone, similar to the considerations done in analyses at Kiirunavaara mine (Villegas, 2008).

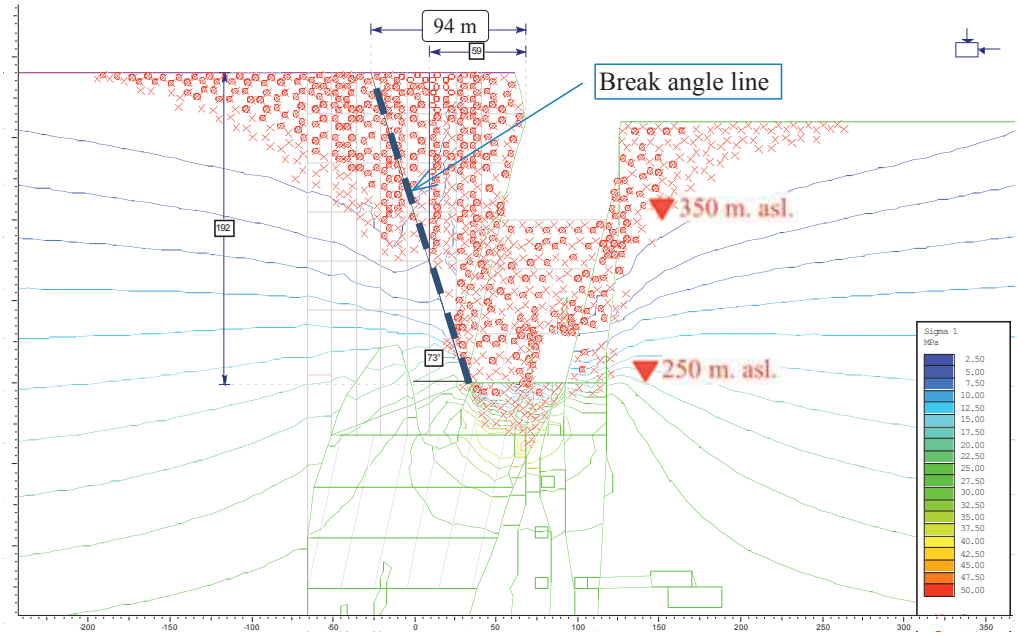


Figure 4: The obtained Discontinuous Deformation zone from the model for sublevel mining at 250 m.

Step 3: Mine level 221 m, waste level 320 m:

The top level of the waste rock is assumed to be 30 m lower than the previous stage. This is based on 30 m height of the new sublevel caving without new caved rock to the mine. This assumption could possibly be conservative since the rock would be continuous caving into the mine. According to the result, a straight line can be drawn to define the DD zone. The line gives about 79 degrees break angle, and the DD zone limit is about 164 m away from the mine edge.

This line is not clearly defined from the stress distribution field. The second stress concentration zone could also be drawn at an angle of about 55 degrees. However, this seems too conservative comparing with the analyses performed at Kiirunavaara mine (which is from 65 to 80 degrees). Thus, this line is ruled out.

Step 4, 5: Mine level 187 and 153 m, waste level 320 and 280 m respectively:

Similar simulation had been carried out for sublevel caving at level 187 and 153 m with the assumed top levels of the waste rock. The results indicate that the DD zone limits are 205 and 232 m respectively away from the mine edge.

Step 6: Mine level 123 m, waste level 280 m:

Result of the analysis for this mining stage is presented in Figure 5. Similar to the above situation, the DD zone line for this mining stage is a broken line. The starting line segment at the mine's bottom is 59 degrees. The second and the third line segments follow the stress distribution field. The DD zone limit is about 255 m away from the mine edge.

DD zone toward Erik mine:

An overall map of the defined DD zone according to the model results of different mining stages is presented in Figure 6. A horizontal model was also made and it indicated that displacement is largest at central part of the mine. This needs to be verified during mining. However, in

constructing the map in Figure 6, a conservative assumption is used that the large displacement is uniform for the entire length of the mine.

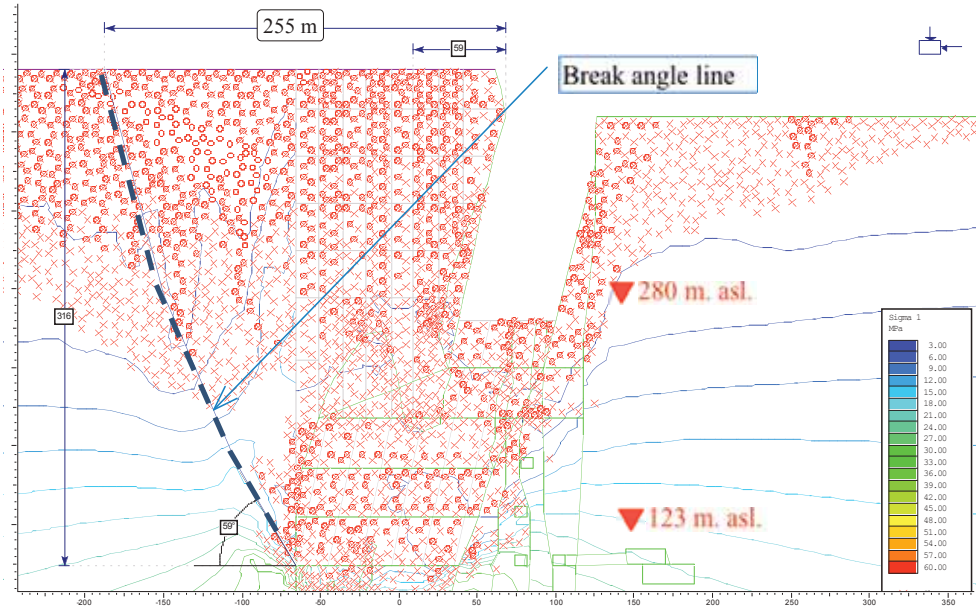


Figure 5: The obtained Discontinuous Deformation zone from the model for sublevel mining at 123 m.

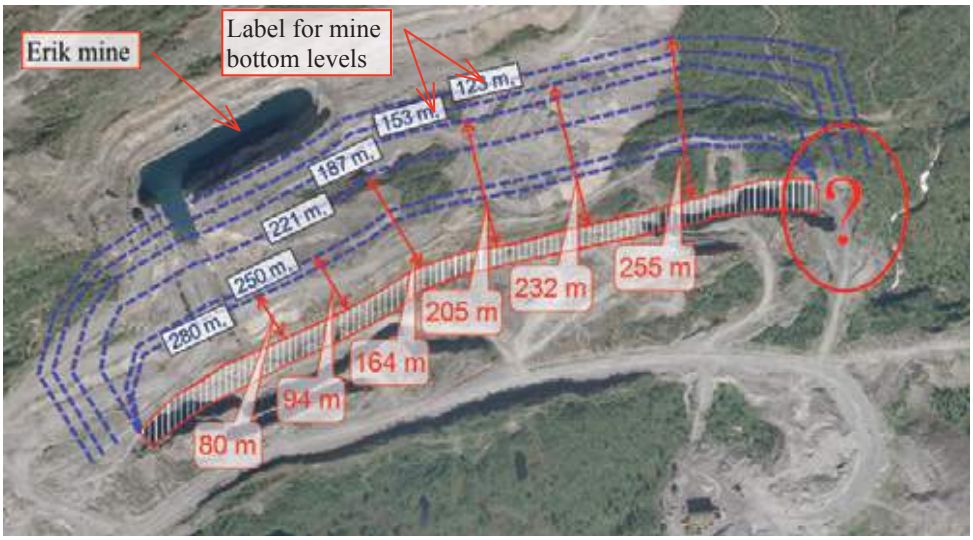


Figure 6: Results of the numerical analyses indicating boundary of the DD-zone on an air-photo. The labels in the dotted blue lines are the levels of the sublevel mining.

As can be seen in the map, the DD zone is approaching the Erik mine when the mining is getting deeper. It seems from the model that the DD zone will touch the Erik open pit mine when the sublevel caving reached level 187 m, but the DD zone seems very close when sublevel caving

reach level 221 m. So, special attention (with monitoring and observations) needs to be paid starting from sublevel caving at level 221 m. Water from this mine needs to be emptied at least before starting sublevel caving at level 187 m.

There is also a risk of water from the limestone area. Thus, it is recommended to mark the lime stone area clearly on an air photo together with the DD zone limit lines to assist the planning process.

The displacement of the two ends of the mine is not properly estimated in the analyses. Thus, the displacement extent of those areas is still uncertain. Experience from other mine such as Kiirunavaara mine indicates that displacement at the mine ends should be less than that in the central part. For better estimation, it is recommended to construct 3D model at the mine's eastern end, where it is particularly concerned due to presenting of a small stream.

In 14th October 2010, big blasting was carried out to bring down some crown pillars in the western part of the mine. The used explosive was 220 tons, and the estimated ore resulted from the blasting is about 1.2 million tons. The situation after the blasting is similar to the analysed situation where the bottom level of the mine is at 280 m. The caved rock boundary after the blasting and the predicted DD zone from the numerical modelling are presented in Figure 7.

Figure 7: Results of the numerical analyses in comparing with the actual condition after blasting on 14th Oct 2010.

Overall comment could be that the prediction by the numerical modelling is relatively realistic, and that the numerical model can fairly be used for estimating the DD zone of the mine. It should however be noted that the predicted line is the DD zone. It means that the predicted zone should cover both Caved Zone and Fractured Zone. Thus, the predicted zone should have some distance to the caved boundary. In Figure 7, the predicted line seems too close to the actual caved line.

It is recommended to map the Fracture Zone after blasting and make a comparison with the prediction line. Based on the result, necessary adjustments can be made for further improvement of the numerical model.

4. CONCLUDING REMARKS

As can be seen from this paper that there are many rock mechanics challenging connecting with sublevel caving, especially when it is transition from a previous mining method. Those challenges need to be evaluated carefully during planning process to avoid consequence failures and cost. A

typical evaluation was carried out for the displacement of the hanging wall as presented providing useful information for the planning.

Concerning the numerical modelling for the hangingwall, even though it is fairly realistic in predicting the DD zone around the mine, there could be a number of uncertainties included in the analyses. Such uncertainties can be as groundwater condition (not included in the model), mechanical properties of the rocks, especial the caved/waste rock. Thus, results from the model need to be closely checked with site observations during the mining process. It is recommended to carry out the crack/zone mapping regularly. A standard routine/procedure need to be set up to carry out the task. The procedure needs to clearly specify the parameters for mapping such as time, crack opening width and length, location of cracks, and pictures. The task could also include a surface monitoring program even though this program may have some difficulties relating to the surface waste rock and surface activities.

With the systematically observation and mapping, the obtained information can be used to verify the numerical model along the mining process. Co-operation between the site observation and the numerical modelling would be a powerful and reliable tool for displacement prediction of the mine for planning.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to express their thanks to Leonard Nilsen and Sons AS and Rana Gruber AS for permission to prepare and publish this paper.

REFERENCES

Herdocia, A. (1991) *Hanging Wall Stability of Sublevel Caving Mines in Sweden*, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, pp 138.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. *Hoek-Brown criterion – 2002 edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

Lupo, J.F. (1997): "*Progressive failure of hanging wall and footwall kiirunavaara mine, Sweden*", Int. J. RoekMeeh. &Min. Sei. 34:3-4, Paper No. 184.

Lupo, J.F. (1996): "*Evaluation of deformations resulting from mass mining of an inclined orebody*", Doctoral Thesis, Colorado School of Mines.

Myrvang A., 2003, *Bergmekaniske forhold – bergforsterkning* (rock mechanics condition and rock support), report and internal meeting with Rana Gruber AS.

NTNU. 1983. *Report: Rock mechnical investigation in the Skaland mine.* Trondheim. Norway.

Rocscience Inc. 2005. *Phase2 Version 6.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes.* www.rocscience.com. Toronto. Ontario. Canada.

SINTEF. 2009. NOTAT/PROSJEKTFORLAG. *Report: North Cape Minerals Stjernøy Gruver Geoteknisk og geologisk bistand Befaringsnotat.* Trondheim. Norway.

Sand N. S., 2010: "*An alternative mining method at the Kvannevann Mine, northern Norway*", Caving 2010 Symposium, Perth, Australia.

Villegas T., Nordlund E., 2008: "*Numerical Analysis of the Hangingwall Failure at the Kiirunavaara Mine*", part of the licentiate thesis at Luleå University, Sweden.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

FROSTLABORATORIET – TESTING AV VARME/KULDEUTVEKSLING MELLOM TUNNEL OG OMKRINGLIGGENDE BERGMASSE

SINTEF FROSTLABORATORY-TESTING OF HEAT FLUX BETWEEEN TUNNEL AND ADJACENT ROCKMASS

Siv.ing. Solveig Vassenden, Multiconsult AS
Sjefsforsker/Professor II Eivind Grøv, SINTEF/NTNU

SAMMENDRAG

SINTEF har, med midler fra Jernbaneverket, etablert et laboratorium for å kunne teste samvirket mellom tunnelrommet og vann- og frostsikringen, og deretter mellom vann- og frostsikringen og bergmassen innenfor. Bergmassen utgjør en uendelig masse som har en jevn temperatur året igjennom, uansett om kalenderen viser vinter- eller sommermåneder. Unntaksvis i portalnære deler av tunnelene. Et tunnelrom har derimot et begrenset volum og består av en lett masse i form av luft som bærer en eventuell varm eller kald temperatur. Lite er gjort i bransjen for å dokumentere hva som egentlig skjer av varmeflux og konveksjon mellom den konstant varme bergmassen og den tidvis kalde tunnelluften. Rent modellmessig kan man tenke seg at bergmassen pumper varme ut i tunnelrommet og varmer opp luften som i en geotermisk brønn. Dersom dette er tilfelle, kan man så spare frostsikringen som blir installert i norske tunneler? Dette frostlaboratoriet, som det heretter kalles, er bygget for vitenskapelig å kunne gi noen svar på overnevnte.

SUMMARY

A test facility has been established at the laboratories of SINTEF Rock Engineering in Trondheim. The project has been a cooperation between the Norwegian Railway Administration and SINTEF. The rock mass is a infinite body which holds a temperature of 7-9 degrees Celcius at the normal depth of infrastructure tunnels and this temperature is constant throughout the year no matter the outdoor temperature unless in the sections adjacent to the tunnelportals. Whilst the tunnels have a rather limited volume which is filled with a light material as air, and which is to a certain extent being influenced by the outdoor temperature. Literally, the rock mass is shuffling heat into the tunnel resulting in an impact on the tunnel air in terms of increasing its temperature. Does it work like this? And if that is the case lots of money can be saved by installing more dedicated water- and frost protection systems. The purpose of the laboratory, herein referred to as the Frostlaboratory has been to establish documented knowledge about the interaction between the tunnel air, water- and frost protection systems and the rock mass. Very little has been done so far in terms of documenting this interaction. The Frostlaboratory will hopefully provide both generic and specific knowledge of this aspect.

INNLEDNING

I Norge er det mer enn 800 km vegtunnel (Statens vegvesen, 2010) og mer enn 300 km jernbanetunnel (Jernbaneverket, 2009). De klimatiske forholdene som påvirker disse tunnelene varierer fra sør til nord, og fra øst til vest. Når vann opptrer i tunneler og temperaturen i tunnelene er under frysepunktet dannes det is, og istapper i tunnelen. Dette er ikke gunstig med tanke på trafikksikkerhet og vedlikehold. Det kan også være funksjonskrav til i hvilken grad man i en tunnel tillater at vann drypper ned på vegbane, skinnegang eller lignende. I Norge har det så langt ikke vært tradisjon for å installere betongutstøpning for å ivareta vann- og frostsikring, snarere håndteres dette ved hjelp selvbærende, innvendig vann- og frostsikringselementer. Det finnes ulike typer og konsepter for dette, men felles for alle er at de er uavhengige av den bergsikringen som er installert.

I dag kan man teoretisk beregne krefter som virker på disse vann- og frostsikringselementene. Det kan være belastning fra trafikk, is, luftstrømmer med mer, og dette er beskrevet detaljert i håndbøker og retningslinjer fra for eksempel Statens vegvesen (SVV). I forbindelse med bestemmelse og valg av konsept for vann- og frostsikring for enhver infrastrukturtunnel, foreligger ulike løsninger til anvendelse for ulike frostmengder og tunnelklasser. SVV har gitt typegodkjenning til ulike løsninger, både isolerte og uisolerte. De ulike løsningene er definerte som enten lette eller tunge konstruksjoner.

Konsekvensen av ulike frostmengder, og kunnskapen om varmeutveksling mellom den varme bergmassen og den kalde tunnelluften, er imidlertid ikke klart og entydig bestemt (Grøv, 2007). Hvor dypt inn i bergmassen når null-isotermen, og hvordan utveksles varme mellom bergmassen og tunnelen gjennom vann- og frostsikringselementene? Det er mye man ikke har konkret kunnskap om i dag og som det mangler vitenskaplig dokumentasjon på. Dette gjelder for eksempel hvordan frosten opptrer i tunnelen. Hvor stor frostpåkjenning tåler de ulike konseptene, ikke bare teoretisk, men i realiteten? Hvordan opptrer frosten rundt/bak disse? Hvordan er de dimensjonert rent statisk? Hva skjer bak avskjermingen? Hva representerer de frostgrensene man har satt for de ulike konseptene? Representerer frostmengdebegrepet slik det er definert i dag den virkelige, eller i nærheten av den virkelige situasjonen i en tunnel, og er en tunnel annet enn en forvokst geotermisk brønn som en kan hente energi ut av?

HENSIKT OG MÅLSETTING

Jernbaneverket utbygging (JBV) har nylig gjennomført byggingen av Gevingåsen jernbanetunnel mellom Hell og Hommelvik på fylkesgrensen mellom Nord- og Sør-Trøndelag. JBV vurderte i den forbindelse muligheten for å benytte BASF *Masterseal* i kombinasjon med sprøytebetong som vann- og frostsikring i deler av tunnelen. JBV og SINTEF har i den forbindelse satt i gang et prosjekt der SINTEF, med midler fra JBV, har bygget et laboratorium hvor det er satt en bergmasse bestående av granittblokker fra Støren inn i et isolert rom. De totale målene på granittblokkene er 3,2 m x 2, 4 m x 1,5 m, På hver side av bergmassen er det to rom, ett representerer bergmassen og det annet representerer tunnelrommet. I begge rommene er det montert kjøleutstyr slik at en kan simulere den permanente temperaturen i bergmassen og temperaturen i tunnelen. For simulering av forholdene i Gevingåsen kan temperaturen i bergmassen ligge på om lag +8 °C. Temperaturen i tunnelen kan kontrolleres i et variasjonsområde mellom -20 °C til +10 °C og med mulighet til å simulere ulike opptredener av kulden.

Det er montert om lag 70 målepunkter for temperaturutviklingen i bergveggen. Disse samles og føres til en logger slik at all avlesning går inn til en pc og lagres der, slik at logging kan finne sted når som helst.

Frostlaboratoriet er også bygget med mulighet for innførsel av vann og vanntrykk bak vann- og frostsikringen. Det ble ferdigstilt ved årsskiftet 2009/2010, og satt i drift i februar 2010.

Det er så vidt oss bekjent ikke gjort noe lignende i Norge tidligere, og muligens heller ikke på verdensbasis. Det var derfor ikke etablert noen gjennomprøvde prosedyrer for slike tester. Testingen av *BASF Masterseal* ble derfor et pilotprosjekt i så måte. SINTEF Geologi og Bergteknikk ser for seg muligheten til å teste andre konsepter for vann- og frostsikring i det samme frostlaboratoriet senere, i og med at slik dokumentasjon ikke forefinnes i dag. Det har derfor vært viktig å finne én eller flere optimale tester og testprosedyrer slik at ulike vann- og frostsikringskonsepter kan sammenlignes.

En viktig del av forsøkene har vært å tilknytte prosjekt- og Masteroppgaver til denne testingen, og dette oppdraget for JBV har resultert i en prosjektoppgave (Frost i norske vegtunneler, høst 2009) og en diplomoppgave (Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010) omkring dette temaet høsten og våren 2009/2010.

Hva ønsker vi så å få ut av denne testingen? Vi håper å kunne få frem både generisk og spesiell kunnskap gjennom dette samarbeidet. Vi trenger generisk kunnskap fordi vi er av den oppfatning at bransjen mangler kunnskap knyttet til samvirket mellom bergmasse, vann- og frostsikringselement og tunnelrommet. For å kunne vurdere konseptet for vann- og frostsikring som JBV ønsker å undersøke for utbyggingsprosjektet Gevingåsen jernbanetunnel, trenger vi spesiell kunnskap knyttet til dette konseptet.

Dermed får vi følgende generelle og spesielle krav til testingen og byggingen av frostlaboratoriet:

1. Å øke forståelsen av sammenhengen mellom frostmengde, varmeutveksling fra bergmassen og installasjon av nødvendige tiltak for frostsikring.
2. Å verifisere en teoretisk modell for beregning av frostforholdene i tunnelvegger. Denne modellen vil kunne gi et bedre grunnlag for å beregne hvor mye frost et frostsikringstiltak kan typegodkjennes for.
3. Å undersøke *BASF Masterseal* mht frostbestandighet. Nøkkelspørsmål er om vannet i det innerste laget av sprøytebetongen kan fryse, om det kan opptre frostdannelse i det ytterste sprøytebetonglaget, og hvor langt inn i berget 0 °C-isotermen vil nå.
4. Å etablere et grunnlag for JBV til å bestemme det mest optimale vann- og eventuelt frostsikringstiltaket for Gevingåsen jernbanetunnel

TILGJENGELIG KUNNSKAP OG DATA

I henhold til SVVs *Håndbok 021: Vegtunneler* dimensjoneres frostsikringen i norske vegtunneler ut fra den dimensjonerende frostmengden, F_{10}, på stedet. Ved valg av konstruksjon skal det i tillegg tas hensyn til tunnelklasse, dimensjonerende hastighet, tunnelstandard, estetikk og krav til vedlikehold og økonomi. SVV har godkjent ulike konsepter for vann- og frostsikring for ulike frostmengder.

SVV har gjennomført målinger av temperaturen gjennom flere tunneler over flere år. Målingene er gjort på flere steder i tunnelene og noen steder også bak vann- og frostsikringen. SVV stilte velvillig sine data til disposisjon, og Vassenden gjennomførte høsten 2009 en prosjektoppgave (Vassenden, Frostinntrengning i norske vegtunneler, høst 2009) som tok utgangspunkt i disse målingene. Prosjektoppgaven startet med en ren innsamling og systematisering av alle eksisterende temperaturmålinger i norske vegtunneler utført av SVV.

Dessverre er det en del mangler ved disse dataene, så det er vanskelig å trekke noen klare konklusjoner. Gjennom systematisering av all dataene er det likevel mulig å se enkelte grove trender.

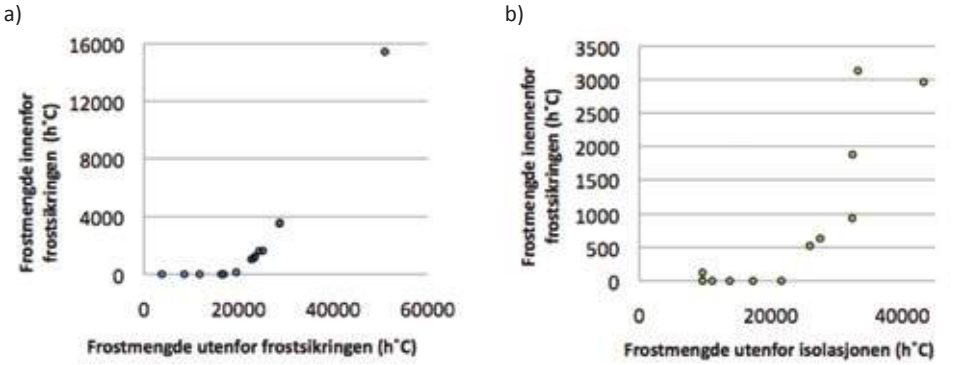
- Utetemperaturen har størst betydning i portalområdene
- Ventilasjon, andel frostsikret bergoverflate og tunnelens lengde har betydning innenfor portalområdene
- Resultatene tyder på at tunnelen må være over 2500 m lang for at frostmengden på et punkt inne i tunnelen skal bli større enn 0 h°C.
- Naturlig ventilasjon blir dominerende ved stigninger > 3 %.

I tillegg til gjennomgangen av eksisterende data etablerte Vassenden en numerisk modell i programmet TEMP/W. Modellen bestod av en frostsikret tunnel i en bergmasse med en jevn temperatur. Deretter ble modellen kjørt med både naturlige temperaturvariasjoner og temperaturvariasjoner som ble konstruert i forbindelse med modelleringen, men som ikke opptrer naturlig.

Et sentralt spørsmål ved gjennomgangen av måledataene fra SVV og resultatene av de numeriske beregningene er knyttet til hvorvidt begrepet frostmengde [h°C] er en fornuftig parameter for dimensjonering av vann- og frostsikring? Ut fra de tilgjengelige måledataene fra SVV og resultatene fra den numeriske modelleringen, med både naturlige og konstruerte temperaturvariasjoner, kan det konkluderes med følgende:

- Samme frostmengde påført på ulike måter ikke gir samme resultat, i form av 1) dybden av frostinntregning i bergmassen og 2) opptredende resulterende frostmengde bak frostsikringen
- Med naturlige temperaturvariasjoner ser det likevel ut til at frostmengde er en relevant parameter.

Figur 1 viser frostmengden innenfor frostsikringen som en funksjon av frostmengden på utsiden med henholdsvis naturlige og unaturlige temperaturvariasjoner. Dataene er hentet fra SVVs målinger og numeriske beregninger gjort i TEMP/W, og presentert i Vassendens prosjektoppgave.



Figur 1: A) Frostmengde innenfor frostsikringen som funksjon av frostmengden utenfor frostsikringen ved naturlige temperaturvariasjoner. B) Frostmengde innenfor frostsikringen som funksjon av frostmengden utenfor frostsikringen ved vilkårlige temperaturvariasjoner. (Vassenden, Frostinntrengning i norske vegtunneler, høst 2009)

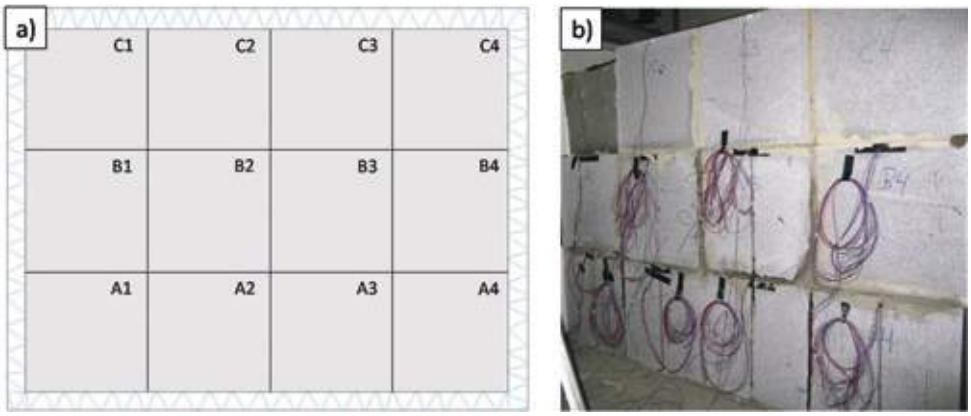
OPPBYGGING AV FROSTLABORATORIET

Frostlaboratoriet ligger i SINTEFs lokaler ved Kyst- og havnelaboratoriet i Trondheim, gamle NHL. Det er planlagt og bygget av medarbeidere i SINTEF Geologi og bergteknikk. JBV og BASF har deltatt aktivt i planleggingen av laboratoriet og kjøringen av testene slik at disse skulle være så realistiske og naturtro som mulig. Det var tidlig bestem at *BASF Masterseal 345* skulle være det første konseptet som skulle testes.

Som nevnt består selve frostlaboratoriet av blokker med Støren-granitt, montert i et isolert rom. På hver side av blokkene er det et rom med hvert sitt kjøleaggregat. Det ene rommet er tenkt å representere bergmassen, og blir heretter betegnet Bergrommet, mens det andre er tenkt å representere tunnelrommet, og blir heretter betegnet Tunnelrommet. For å sikre god kontroll, og god dokumentasjon, er blokkene instrumenterte med en rekke temperaturmålere, både på overflaten, og inne i blokkene. Alle mål er i det følgende gitt som *b* x *h* x *l*.

Geometri

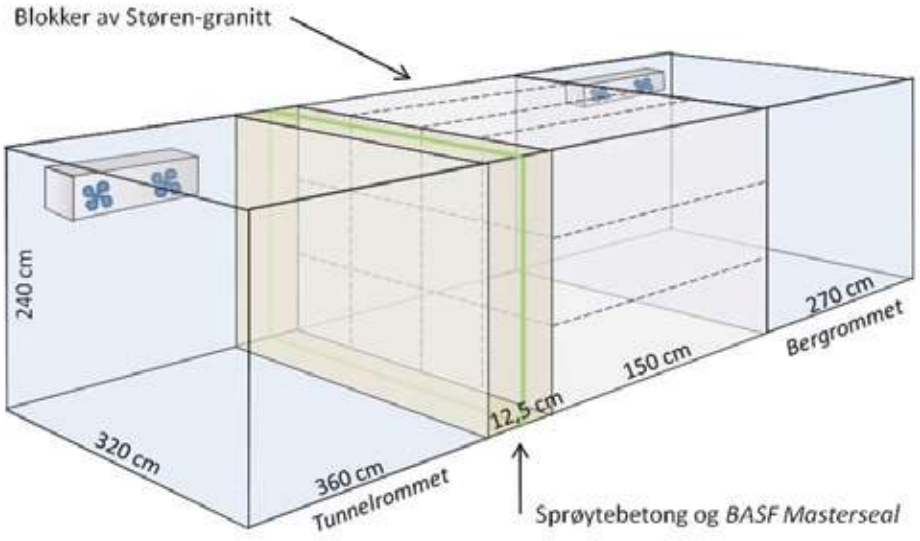
Frostlaboratoriet har målene 320 x 240 x 790 cm. Rommet er isolert i gulv, vegger og tak, slik at varmestrømmen kun skal gå gjennom blokkene med Støren-granitt. Bergmassen er representert ved 12 blokker av Støren-granitt. Blokkene er saget med nøyaktige mål og er 80 x 80 x 150 cm, noe som gir en overflate ut mot de to rommene hver på 320 x 240 cm. Blokkene er nummerert fra 1 til 4 mot høyre, og fra A til C nedenfra og opp når en ser blokkene fra Bergrommet. Dette er vist i Figur 2.



Figur 2: A) Nummerering av blokkene sett fra Bergrommet. B) Foto fra montering (Foto: SINTEF Geologi og Bergteknikk).

Blokkene ble heist på plass gjennom ei luke i taket. Som en konsekvens av at luka var plassert rett over frostlaboratoriet, ble ikke blokkene montert midt i rommet. Dette medfører at det ene rommet måler 320 x 240 x 270 cm, mens det andre måler 320 x 240 x 360 cm. For å sikre best mulig arbeidsvilkår under påføring av sprøytebetong og Masterseal, ble det største rommet valgt til Tunnelrommet og det minste til Bergrommet.

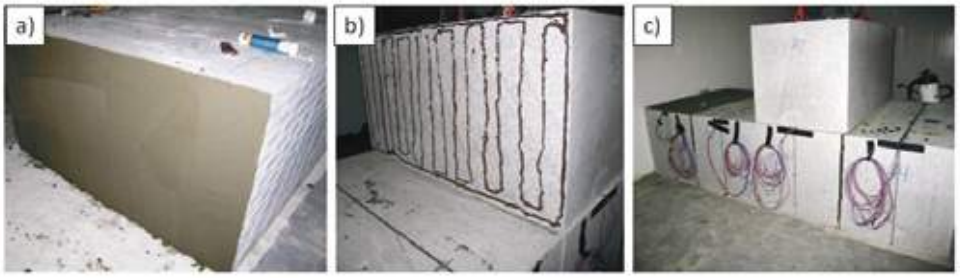
Den flaten som vender ut i Tunnelrommet er sprøytet med 60 mm fiberarmert sprøytbetong, ca. 3mm BASF Masterseal, og deretter nye 60 mm med fiberarmert sprøytbetong. Hele frostlaboratoriet er vist i Figur 3.



Figur 3: Modell av frostlaboratoriet (Merk at tykkelsen av sprøytebetong og *BASF Masterseal* er overdrevet i figuren.)

Montering av Støren-granitten

For å sikre at varmestrømmen kun går gjennom Støren-granitten og at det ikke oppstår kulde- eller varmelekkasje er det gjort tiltak i randsonene og i sprekkene mellom blokkene. Mellom gulvet og blokkene er det lagt en svellematte, og mellom blokkene og veggene er det tettet med silikon. Mot taket er det tettet med ekspanderende isolasjonsskum. For å tette sprekkene mellom blokkene er det brukt flismørtel til bruk på naturstein. Det er ikke observert lekkasjer, og vi har heller ikke mistanke om at det har funnet sted, verken mellom Tunnelrommet og Bergrommet, eller inn /ut av frostlaboratoriet. Detaljer fra monteringen er vist i Figur 4.



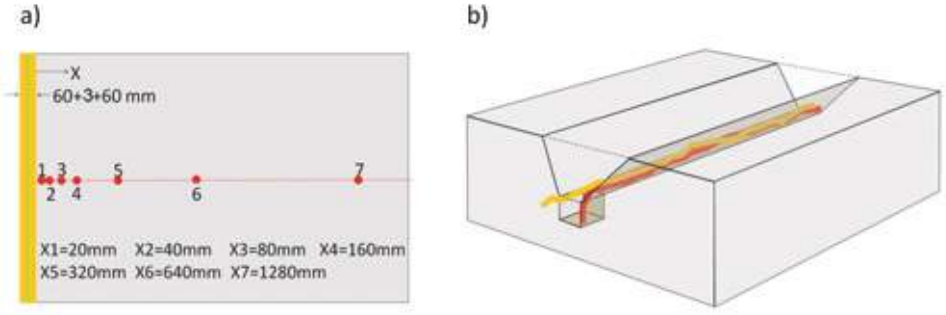
Figur 4: A) Flismørtel mellom blokkene vertikalt. B) Silikon mot veggene. C) Flismørtel mellom blokkene horisontalt. (Foto: SINTEF Geologi og Bergteknikk).

Midtnorsk Betongsprøyting AS stod for påføringen av begge lagene med sprøytebetong og *BASF Masterseal* med representanter fra BASF til stede. For å sikre god heft for sprøytebetongen ble Støren-granitten slisset med ulike og usystematiske spor på overflaten som vender inn i Tunnelrommet før påføringen.

Instrumentering

Til sammen er det montert 67 differensielle temperaturmålere frostlaboratoriet. I alt 60 av dem er plassert i Støren-granitten og fem er lokalisert på overflaten mellom det første laget med sprøytbetong og laget med Masterseal. I tilegg er det én temperaturmåler i Bergrommet og én i Tunnelrommet som måler lufttemperaturen.

I A- og B-blokkene er det montert sju målepunkter i hver blokk. Ledningene ligger i en langsgående sliss, og målepunktene ligger i hull som stikker dypere enn denne. Hullene har en diameter på 6 mm, og er 60 mm dype. Plasseringen av målepunktene er vist i Figur 5. Merk at blokken sees ovenfra.

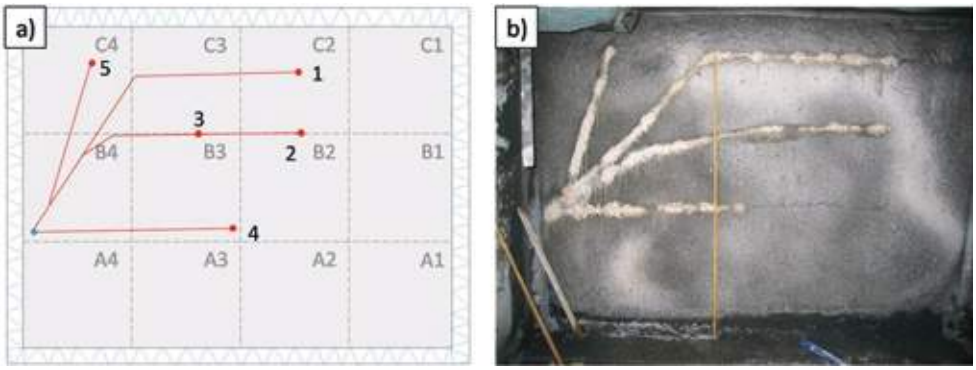


Figur 5: A) Plassering av målepunkt langs slissa i A- og B-blokkene. B) Plassering av målepunkt nede i slissa.

I blokkene C2 og C3 er det kun to målepunkter i hver blokk. Disse målepunktene ligger ved x=400 mm og x=800 mm. Monteringen er lik som i de andre blokkene, men hullene er 300 mm dype. De ble plassert slik for å unngå eventuelle randeffekter opp mot taket.

For å hindre lufttilgang til ledningene er de limt fast med aralditt-lim. Før ledningene ble limt inn, ble hver enkelt ledning sjekket for å unngå at de var belemret med feil før testene startet.

Rett etter at første lag med sprøytebetong ble påført, ble det risset inn kanaler for fem målere i overgangen mellom sprøytebetongen og laget med *BASF Masterseal*. Disse målerne er ikke limt inn med aralditt-lim, men sprøytet inn med *BASF Masterseal*. Plasseringen er vist i Figur 6. Merk at veggen sees fra Tunnelrommet.



Figur 6: A) Nøyaktig plassering av målepunktene sett fra Tunnelrommet. B) Foto fra monteringen (Foto: SINTEF Geologi og Bergteknikk).

Temperaturen i målepunktene logges kontinuerlig og lagres på en dedikert fil, og kan deretter skrives ut som vanlige Excel-regneark. Dette gir en unik mulighet til å dokumentere og forstå varmeutvekslingen mellom tunnelluften og bergmassen. Det anslås en målenøyaktighet til ± 0,1 ˚C, men nøyaktigheten kan avhenge av hvor på temperaturskalaen målingene ligger. Det poengteres at det ikke foreligger noen vitenskapelig dokumentasjon av nøyaktigheten. Alle instrumenter er samlet i Bergrommet der man har en stabil temperatur.

Kjøle-aggregatene

Etter at sprøytebetongen hadde herdet, ble kjøleaggregatene montert i hvert sitt rom. Av praktiske årsaker er begge aggregatene montert på veggen ved døren inn til rommet. Det er utviklet et program som styrer kjøle-aggregatene slik at det er mulig å oppnå den ønskede temperaturen, eller eventuelle temperaturvariasjoner, i både Tunnelrommet og Bergrommet. Dette programmet kan håndtere ulike forløp av temperaturendringer over tid.

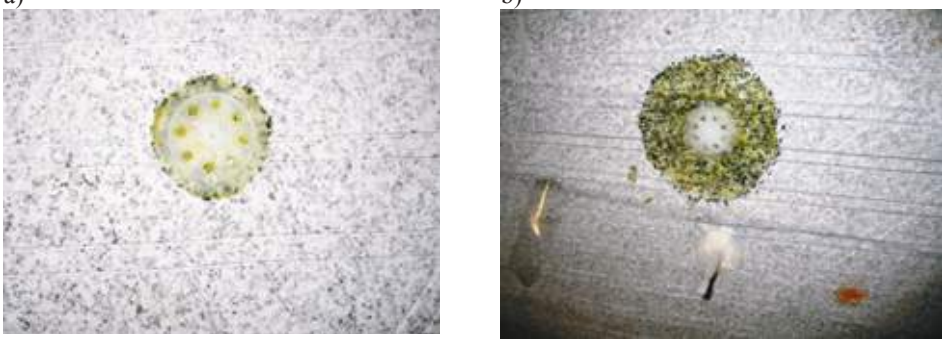
Tilførsel av vann og trykksetting av vann

I totalt fire av steinblokkene er det gjennomboret fra Tunnelrommet til Bergrommet. Disse hullene er vannrette, har en diameter på 20 mm og er boret i blokkene C2, B2, A2 og B3. Ved hjelp av firmaet Codan fikk vi spesiallaget en manifold som sørger for et jevnt vanntrykk fordelt på de fire hullene. En gammel varmtvannsbereder gjør jobben som et vannmagasin og ei pumpe sørger for trykkoppbyggingen. Vi har så langt lagt oss på et vanntrykk rundt 10 bar ved testing med vanntrykk.

Rundt hullene C2, B2 og A2 er det forventet alminnelig heft mellom granittblokkene og sprøytebetongen. Derimot er det rundt B3 smurt grease i en diameter av ca 30cm for å

simulere et parti der vanntrykk bygges opp bak sprøytebetong uten tilstrekkelig og forskrevet heft. Hullene ble dekket av et plaststykke for å forhindre at de ble fylt av sprøytebetong. Under plaststykket er det smurt med grease for å forhindre at det setter seg fast. Figur 7 viser hullene som ble laget på overflaten av bergblokkene før påføring av sprøytebetongen.

a) b)



Figur 7: A) Hull uten grease (Foto: SINTEF Geologi og Bergteknikk). B) Hull med påført grease rundt hullet (Foto: SINTEF Geologi og Bergteknikk).

NUMERISK MODELL

Som et supplement til testingen i frostlaboratoriet er det etablert en numerisk modell i programmet TEMP/W. Resultatene fra frostlaboratoriet er brukt som utgangspunkt for de numeriske beregningene, og temperaturforløpet er forsøkt gjenskapt så realistisk som mulig. Sammenligninger av resultatene fra frostlaboratoriet og de beregnede temperaturene viser at frostlaboratoriet gir kvalitetsmessige gode resultater og at de er repetitive. Den numeriske modellen kan derfor brukes til å kjøre simuleringer over betydelig lengre tidsperioder enn det som er praktisk hensiktsmessig i frostlaboratoriet.

Det er også kjørt ytterligere en type modellering ved å benytte en helt annen type FLAC3D, og denne er korrigert mot resultatene fra TEMP/W. Det ble nødvendig å kjøre en del parameterstudier for å identifisere parametre som kan gi en rimelig overensstemmelse mellom den praktiske testingen i frostlaboratoriet og de numeriske modelleringene, men det viste seg til slutt at det ikke er betydelige forskjeller mellom inngangsparameterne som ble valgt.

DEN FØRSTE TESTEN I FROSTLABORATORIET

Det teoriske grunnlaget som eksisterer for varmeutveksling er enkelt tilgjengelig, både for steglaster og sinusvariasjoner over en gitt periode. Varigheten av testene kan bli lang, den lengste testen gikk over to måneder. Utfordringen er derfor å finne den eller de testene som gir best, og mest, resultater i løpet av en tidsbegrenset periode. Resultatene fra laboratorietestene kan så brukes til å optimalisere en numerisk modell som kan kjøres over lengre tidsrom, og med ulike temperaturvariasjoner.

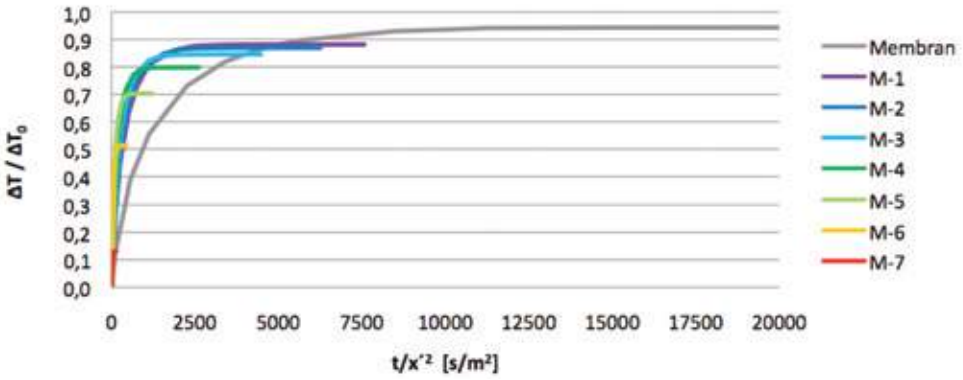
For å bli kjent med frostlaboratoriet og vurdere om alt virker som det skal, er det hensiktsmessig å begynne testingen med den teoretisk enkleste formen for temperaturvariasjoner, nemlig steglaster. Steglaster er enkle å gjennomføre fordi temperaturendringen skjer én av gangen. Når temperaturen har jevnet seg ut, kan

temperaturen stilles tilbake til utgangsverdien. Siden den absolutte størrelsen på steglasten er den samme for hver syklus, bare med motsatt fortegn, skal responsen i teorien bli lik hver gang det sykles. Utgangstemperaturen i bergmassen må uansett gjenopprettes før neste test, så egentlig er det to tester i én.

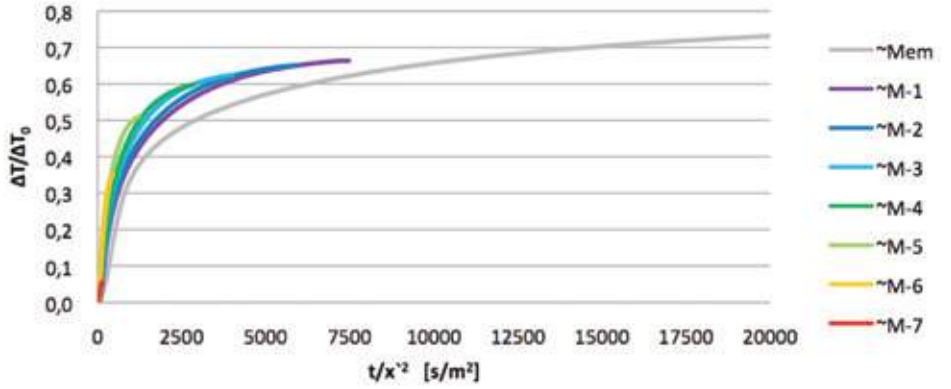
Temperaturen i Bergrommet, som er starttemperaturen i bergmassen i det forsøket starter, er ikke avgjørende for kvaliteten på resultatene fra testene i frostlaboratoriet. Men for å få så naturtro resultater som mulig, er det naturlig å velge samme temperatur som stedet det skal testes for. For testingen av Masterseal er derfor temperaturen i Bergrommet valgt å være omtrentlig det samme som det man kan forvente i Gevingåstunnelen, det vil si i området 7-9 grader celsius.

I henhold til teoretiske betraktninger skal temperaturen gjennom mediet etter hvert stabilisere seg, se Figur 8. Testene bør derfor kjøres over så lang tid at temperaturen har stabilisert seg i både sprøytbetongen, det tynne laget av Masterseal og i blokkene av Støren-granitt.

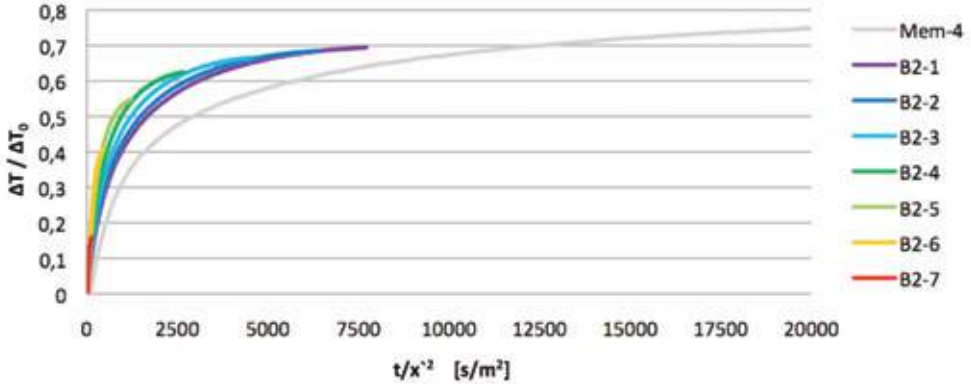
Figur 8, Figur 9 og Figur 10 viser henholdsvis den analytisk beregnede responsen, den modellerte responsen og den faktiske responsen i et endelig medium tilsvarende bergmassen i frostlaboratoriet når alle betingelser er like, plottet dimensjonsløst. Ved å plotte den analytisk beregnede responsen, den modellerte responsen og den faktiske responsen dimensjonsløst kan man sammenligne alle steglaster, uavhengig av størrelse og fortegn.



Figur 8: Analytisk beregnet respons på steglast i hvert målepunkt i et endelig medium tilsvarende bergmassen i frostlaboratoriet når en tar hensyn til varmeovergangstallet, der T_1 = +8,5 ˚C, T_2 = -3,6 ˚C og t = 300, presentert dimensjonsløst (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).



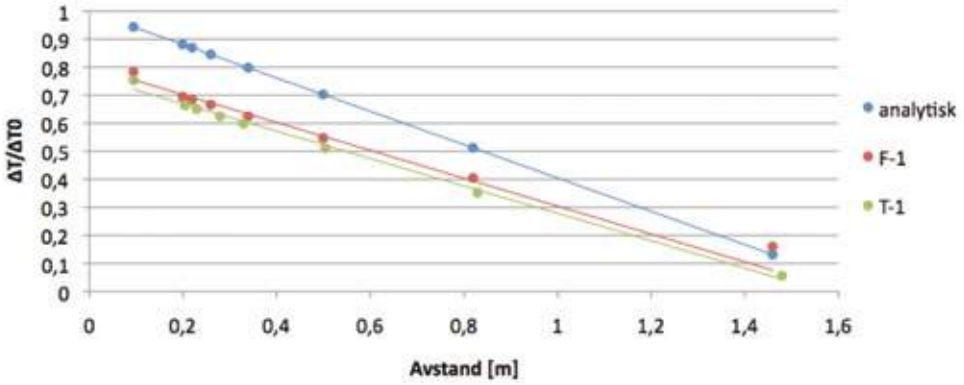
Figur 9: Respons i hvert modellerte målepunkt tilsvarende de i frostlaboratoriet på steglast når T_1 = +8,5 °C, T_2 = -3,6 °C og t = 300, presentert dimensjonsløst (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).



Figur 10: Respons på steglast i hvert målepunkt i B2-blokken i frostlaboratoriet når T_1 = +8,5 °C, T_2 = -3,6 °C og t = 300, presentert dimensjonsløst (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).

Som figurene viser, når den analytiske beregnede responsen en tydelig terskelverdi, mens resultatene fra frostlaboratoriet og den numeriske modellen ikke har en like markant knekk på grafen. Dette skyldes i hovedsak at det ikke er mulig å påføre en perfekt steglast i virkeligheten. I frostlaboratoriet er det i tilegg noe treghet i systemet ved påføring av temperaturlaster både over og under nullpunktet.

Ved å plotte dimensjonsløse terskelverdier, altså den temperaturen som etter hvert holder seg konstant, for de enkelte målepunktene kan man få et inntrykk av om resultatene fra frostlaboratoriet stemmer med teorien og om den numeriske modellen stemmer med resultatene fra frostlaboratoriet. Et slikt plott et vist i Figur 11.



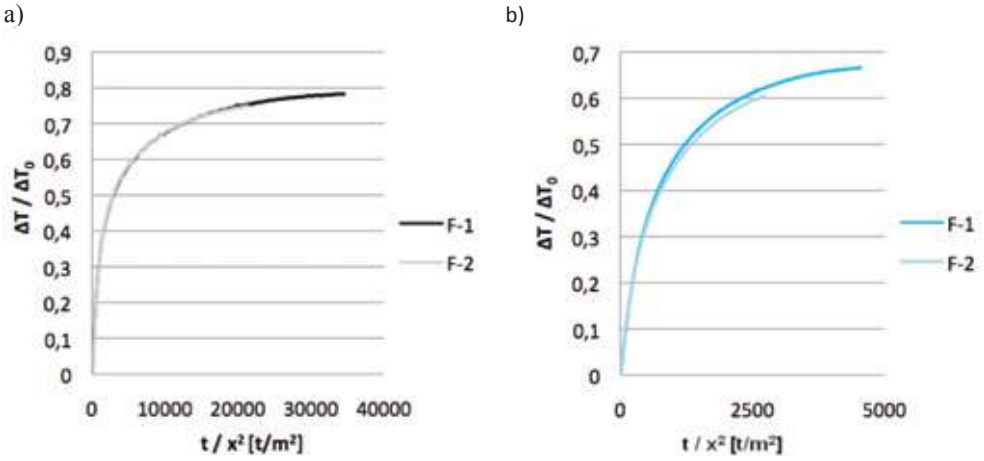
Figur 11: Sammenligning av terskelverdier for den analytiske beregningen, forsøket i frostlaboratoriet (F1) og den numeriske beregningen i TEMP/W (T1) for steglast (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).

Som figuren viser er det bra samsvar mellom resultatene fra frostlaboratoriet og den numeriske modellen, mens forskjellen er litt større i forhold til de analytiske resultatene. Disse forskjellene skyldes blant annet:

- At det ikke er mulig å få til en perfekt steglast i frostlaboratoriet
- Upresise materialegenskaper i modellen
- Små variasjoner i temperatur i Bergrommet og Tunnelrommet

Resultatene fra den første testen i frostlaboratoriet viser likevel at frostlaboratoriet ser ut til å virke som det skal, og at materialegenskapene i den numeriske modellen er realistiske.

For å kontrollere om vann- og frostsikringen endrer egenskaper med temperatur, bør det testes med minst to forskjellige steglaster, der en er større enn den andre. Størrelsen på steglastene avhenger av utgangstemperaturen, det vil si temperaturen i bergmassen, og kapasiteten til kjøleaggregatet. For testingen av *BASF Masterseal* ble steglastene bestemt til hhv -13 ˚C og -28 ˚C. Disse størrelsene kan tilpasses vann- og frostsikringskonseptet som skal testes. Figur 12 viser den dimensjonsløse temperaturresponsen i membranmålepunkt 4 og målepunkt 3 i B2-blokken under de to steglastene, kalt F-1 og F-2. Som figuren viser er responsen tilnærmet lik for de to forsøkene, noe som indikerer at vann- og frostsikringskonseptet ikke endrer egenskaper over det temperaturintervallet som ble benyttet under testene.



Figur 12: A) Dimensjonsløse resultater for målepunkt Mem-4 for forsøkene F-1 og F-2. B) Dimensjonsløse resultater for målepunkt B2-3 for forsøkene F-1 og F-2 (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).

VIDERE TESTER

Denne artikkelen tar kun for seg i begrenset omfang det som er blitt gjort i dette frostlaboratoriet i løpet av 2010. Per utgangen av oktober 2010 er de fleste testene kommet til veis ende. Det gjenstår fortsatt en god del tolkning av resultatene man har ervervet gjennom disse testene. Testene har gitt oss generisk kunnskap knyttet til frostlaboratoriet og varmeutveksling mellom bergmassen og tunelluften, og spesifikk kunnskap knyttet til BASF sitt produkt *BASF Masterseal* og Gevingåsen jernbanetunnel. Dette er i henhold til målsetningen for frostlaboratoriet, og hensikten med de enkelte testene.

Det som er blitt utført av tester, men som det av tidsmessige årsaker ikke er vist til i foreliggende artikkel, er følgende tester:

- En langtidstest over to måneder med gjentatte steglaster med konstant amplitude, men med minkende frekvens.
- En test som har inkludert vann i borehullene og forsøk på å skape vanntrykk bak sprøytebetongen og utbukling på denne.

Det man tentativt kan si fra den siste av disse to testene er at det ikke syntes å være noen respons i form av utsprengning av sprøytebetongen ved dannelse av istrykk bak sprøytebetongen og laget med *BASF Masterseal*. Det er et oppsiktsvekkende resultat.

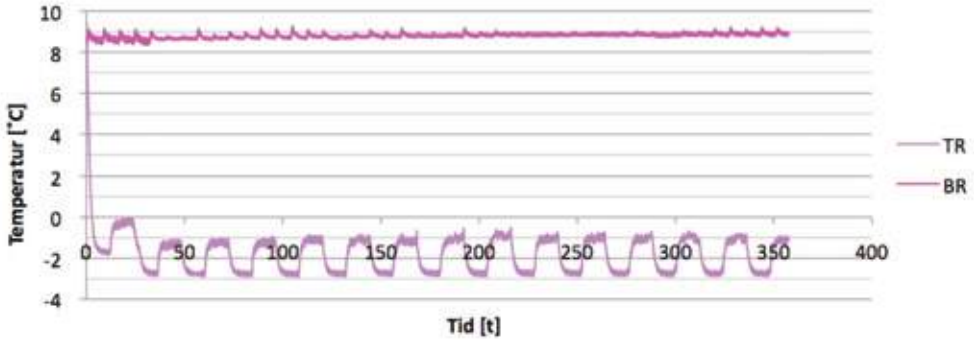
I det følgende gis et eksempel på en test som er blitt gjennomført, og der resultatene er ferdig tolket og inkludert i Vassendens diplomoppgave (Vassenden, Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse, vår 2010).

Testing utført som en del av Vassendens diplomoppgave

Som nevnt tidligere er steglaster en fin måte å bli kjent med frostlaboratoriet på, men steglaster som går over lange tidsrom er ikke en naturlig form for temperaturvariasjon, og vi ønsker å simulere i frostlaboratoriet så nært som mulig den virkelige situasjonen. I virkeligheten varierer temperaturen gjennom timer, gjennom døgnet og gjennom året. Disse

variasjonene kan med enkle tilpassninger behandles som sinussvingninger (Instanes, 2005). Testene som følger etter steglasttestene bør derfor være med temperatursvingninger som følger en sinuskurve.

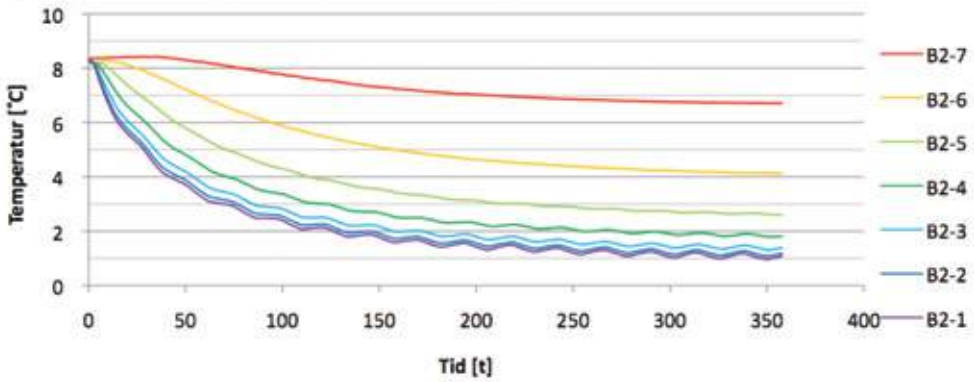
Styringssystemet som er utviklet til dette prosjektet, og kjøleaggregatet som benyttes i Tunnelrommet, er PC- basert dog likevel relativt enkelt, men fullt ut kapabelt til å styre både steglaster og sinussvingninger på temperaturen i tunnelrommet. Etter evaluering av temperaturforløp i Tunnelrommet og testing med den numeriske modellen ble det besluttet å kjøre repeterte steglaster med samme totale frostmengde som en tilsvarende sinusvariasjon. For dette forsøket var den totale frostmengden 6000 h°C. Temperaturloggen for Tunnelrommet og Bergrommet er vist i Figur 13. Alle våre tester er utført etter dette prinsippet med steglaster, da det så langt vi ser har tilstrekkelig nøyaktighet.



Figur 13: Temperaturen i Bergrommet og Tunnelrommet under forsøket med repeterte steglaster der T_m = -2 °C, ΔT_0 = ±1 °C, t =357t og den første steglasten var negativ.

Som figuren viser er det en liten forsinkelse i temperaturutviklingen i Tunnelrommet, noe som gjør at temperaturvariasjonene ligner sinuskurver. I tilegg har kurven nesten lik form gjennom hele forsøket, noe som er positivt med tanke på resultatet. I Bergrommet stiger temperaturen i Bergrommet med 0,5 °C, fra 8,5 til 9 °C, under forsøket. Denne forskjellen påvirket trolig ikke det endelige resultatet i stor grad.

Figur 14 viser den loggede temperaturen for målepunktene 1-7 i blokken B2 under forsøket.



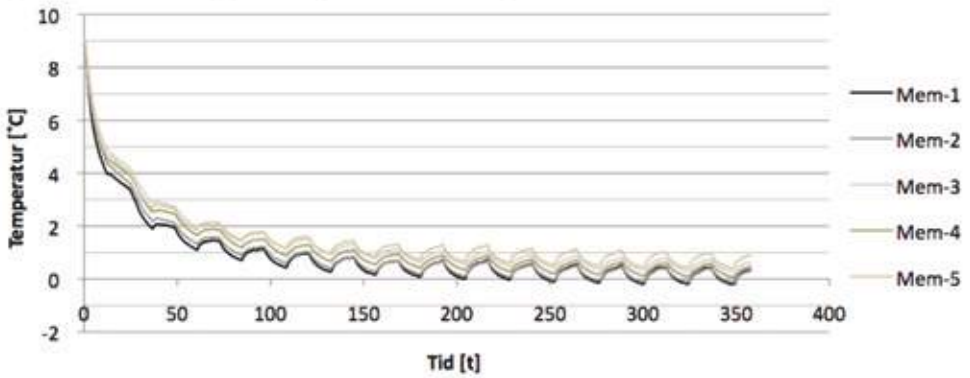
Figur 14: Resultater fra B2-blokken under forsøket der T_m = -2 °C, ΔT_0 = ±1°C og den første steglasten var negativ.

Som figuren viser, ble det ikke målt negative temperaturer i noen av målepunktene B2-1 til B2-7 under forsøket. Laveste målte temperatur er +1,05 ˚C i B2-1 da forsøket ble avsluttet. Som figuren viser, var gjennomsnittstemperaturen i ferd med å stabilisere seg da forsøket ble avsluttet. Hvis forsøket hadde blitt kjørt lenger, hadde laveste målte temperatur blitt litt lavere, men det hadde trolig ikke blitt målt negative temperaturer i Støren-granitten.

Figuren viser også at målepunktene B2-6 og B2-7 ikke registrerer de gjentatte endringene i temperatur, men har jevne kurver. Målepunkt B2-5 registrerer bare små endringer. Dette betyr at utslagene fra middeltemperaturen ikke har noen innvirkning dypere inn enn 0,5 meter inn i Støren-granitten, og at det er middeltemperaturen som er avgjørende for temperaturen lenger inn i granittblokka.

Den lille stigningen i temperatur i starten for målepunktene B2-4 til B2-7 skyldes trolig ujevne temperaturer i berget i det forsøket startet.

Figur 15 viser den loggede temperaturen for målepunktene bak membranen under forsøk F-3.



Figur 15: Resultater fra målerne bak membranen under forsøket, der T_m = -2 ˚C, ΔT_0 = ±1˚C og den første steglasten var negativ.

Som figuren viser, påvirkes temperaturen innenfor laget av *BASF Masterseal* av alle steglastene. Gjennomsnittstemperaturen går etter hvert mot 0,5 °C, mens gjennomsnittstemperaturen i Tunnelrommet er ca -1,9 °C. Det ble målt negative temperaturer innenfor laget med *BASF Masterseal* i kun to av de fem målerne.

KONKLUSJON

Med utgangspunkt i resultatene fra frostlaboratoriet og slik de er tolket og presentert i Vassendens diplomoppgave kan man trekke noen generelle konklusjoner med tanke på temperaturrespons i bergmasse, og noen spesielle konklusjoner for *BASF Masterseal* i kombinasjon med sprøytebetong som vann- og frostsikring.

Resultatene fra frostlaboratoriet viser at det er godt samsvar mellom teorien for varmeutveksling i berg og resultatet av de fysiske testene. Dette gjør at en trygt kan bruke analytiske beregninger for å gjøre et raskt overslag over temperaturresponsen. Bergmasse er ingen homogen enhet, og variasjonene kan være store, selv innenfor et lite område. Da er det greit å kunne stole på enkle overslag.

Resultatene tyder også på at ”pakken” bestående av sprøytebetong, *BASF Masterseal* og Støren-granitt oppfører seg likt innenfor det temperaturintervallet som ble benyttet under disse testene. Dette gjør at erfaringene fra frostlaboratoriet, og senere også Gevingåsen jernbanetunnel, kan brukes i både andre steder i Norge og utlandet.

Ut fra de få testene som er kjørt så langt er det for tidlig å trekke en konklusjon på spørsmålet om hvorvidt frostmengde er et godt begrep på hvor mye et frostsikringskonsept tåler. Testene indikerer likevel at frostmengde har sin begrensning som parameter, men virker tilsynelatende akseptabelt ved konstante temperaturer. Når temperatursvingninger opptrer, som ved steglaster eller sinusvariasjoner, mister forstmengde som parameter sin gyldighet. Fremtidige resultater fra frostlaboratoriet, og eventuelle målinger i Gevingåsen jernbanetunnel, kan bidra til å komme nærmere en konklusjon.

Resultatene fra modelleringen i TEMP/W viser at varmeovergangstallet mellom luft, og i dette tilfellet betong, har betydning. Varmeovergangstallet er sammensatt av varmeovergang ved stråling og varmeovergang ved konveksjon. Ved konveksjon er det strømningshastigheten til lufta som har betydning for varmeovergangstallet, og jo høyere strømningshastighet det er i tunnellufta, dess høyere blir varmeovergangstallet. Dette betyr at luftstrømningshastigheten i tunnelen også har betydning for temperaturen bak vann- og frostsikringen.

Resultatene har også vist at det er mulig å bygge et frostlaboratorium til testing av vann- og frostsikringskonsepter, og at effektene av temperaturendringer kan dokumenteres. Dette er et viktig steg i retningen av bedre kunnskap og forståelse rundt dette temaet.

Sammenligningen av resultatene fra frostlaboratoriet og de beregnede resultatene i TEMP/W viser dessuten at det er mulig å lage gode modeller i TEMP/W. TEMP/W er et relativt enkelt program, både å lære og å bruke. Det tar heller ikke så lang tid å bygge modellen og å kjøre beregningene når en kjenner egenskapene til materialene. Det er derfor positivt at resultatene blir så gode. Det viser at det er et fornuftig verktøy til praktisk bruk da både er det er kvalitativt bra og kosteffektivt. Resultatene fra modellering med andre verktøy viste at dette krevde noe mer parameteranalyse og tilpassing, men var så sammenfallende med de øvrige testene.

Avslutningsvis, ut fra testene kan man si at kombinasjonen av *BASF Masterseal* og sprøytebetong i den utførelsen som her foreligger ikke utgjør en spesielt effektiv barriere med tanke på beskyttelse mot frost, men i beste fall gir en liten forsinkelse av frostinntrengningen. Selv med beskjedne temperaturer ble det målt negative temperaturer bak membranen. Det er heller ikke meningen at konseptet skal ha stor isolerende effekt, men å forhindre fritt vann i tunnelen. Når det gjelder vannsikringsegenskapene er disse som kjent ikke testet i frostlaboratoriet, men dersom kombinasjonen av Masterseal og sprøytebetong forhindrer fritt vann i tunnelen vil det ikke bli noe problem med is i tunnelen. Et annet spørsmål i den sammenheng er om vann som fryser bakk vann- og frostsikringen kan ødelegge den eller berget på noen måte. Ut i fra de foreløpige resultatene vi har så tyder det ikke på at slik sprengning er av en sådan art at den svært homogene konstruksjonen tar skade av dette.

Prosjektet vil rapportere videre resultater i fremtiden når alle resultatene er endelig tolket.

REFERANSELISTE

Grøv, Eivind. (2007). *Muntlig presentasjon på idédag om vann- og frostsikring.* Kongsberg .

Instanes, Arne. (2005). Klimaendringer og konsekvenser for fundamentering og infrastruktur i kalde strøk. *Frost i jord 2005* .

Jernbaneverket. (2009). *Jernbanestatistikk 2008.*

Statens vegvesen. (mars 2010). *Håndbok 021 - Vegtunneler.*

Statens vegvesen. (2010). *www.vegvesen.no.* Hentet oktober 2010 fra http://www.vegvesen.no/Fag/Teknologi/Tunneler

Vassenden, Solveig. (høst 2009). *Frostinntrengning i norske vegtunneler.*

Vassenden, Solveig. (vår 2010). *Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

TRYKKSMÅL OG GRUVEN UTGRAVNING PÅ SKALAND, NORWAY

STRESS MEASUREMENT AND ROCK EXCAVATION AT SKALAND MINE, NORWAY

Ph.D. Nghia Q. Trinh SINTEF Building and Infrastructure
Trond Larsen SINTEF Building and Infrastructure
Susanne N. Sand Rana Gruber AS
Prof. Emeritus Arne Myrvang SigmaH

SAMMENDRAG

Skaland gruven er en grafitt gruve på Senja, Nord Norge. Gruven ligger i en granitt isk bergart (muligens Migmatite). Eieren av gruva - Leonard Nilsen og Sønner (LNS) - planlegger for en profil for utdriving, og stabiliteten må sjekkes og planlegges før utdriving. SINTEF bedt om å utføre spenningsmålinger, med 2D og 3D målemetoder for å sjekke stabilitet. Resultater av spenningsmålingen blir brukt som et viktig innspill for numeriske modeller for å analysere stabiliteten i gruven. Denne artikkelen beskriver hele prosessen av spenningsmålinger og numeriske analyser for gruven.

SUMMARY

The Skaland mine is a graphite mine in Senja island, North of Norway. The mine is located in a granite rock (possibly be Migmatite). The owner of the mine – Leonard Nilsen and Sons (LNS) – plans for a new excavation profile, and the stability of the excavation needs to be checked for the planning. For the stability analyses, SINTEF is asked to carry out stress measurement, using 2D and 3D measuring methods. Results of the stress measurement are used as an important input for numerical models to analyse the stability of the mine. This paper is describing the whole process of the stress measurements and the numerical analyses for the mine.

1. INTRODUCTION

Skaland mine is a graphite mine located in the Senja island, North of Norway. The excavation profile consists of a complex of service tunnels and several production tunnels at level 25 and level 45 m.a.s.l (above sea level). The location of the mine is presented in Figure 1.

To evaluate the stability of the excavation for the mine, stress measurement had been carried out at the mine during June 2009. Results of the stress measurement are used as input data for the stability analyses.

For the stability analyses, numerical modeling, Phase 2D (Rocscience 2005), is used. The purposes of the analyses are:

- To have broader picture of the stress, displacement condition around the mine.
- To evaluate the stability of the mine with the proposed excavation profile.

2. STRESS MEASUREMENTS

With long development and strong experience in the field of stress measurement as presented in Table 1, SINTEF has been asked to carry out the task at Skaland mine in 2009.

2.1. Equipment and procedure for 2D stress measurements

Adiamond drill hole (76 mm outer diameter) is drilled to the desired depth. The core is removed and the hole bottom is flattened with a special drill bit.

A two dimensional measuring cell (door stopper) that contains a strain gauge rosette, is inserted into the hole with a special installing tool and glued to the bottom of the hole. The door stopper is now fixed to the hole and initial reading (0 recording) is done. The installing tool is removed and the cell is ready for overcoring.

A new core is drilled with the 76 mm outer diameter diamond drill, thus stress relieving the bottom of the borehole. The corresponding strains at the end of the core are recorded by the strain gauge rosette.

Figure 1. Plan view and location of the Skaland mine (provided from Rana Gruber AS).

Table 1. Stress measurement (2D, 3D and hydraulic fracturing) at SINTEF – List of clients.

Countries	Number	Year	Industry
China	1	2005	Road tunnel
Finland	4	1976-1978	Mining
Greenland	1	1991	Hydropower
Iceland	3	2004-2006	Hydropower, Road
Italia	1	2001	Marble quarry
Nepal	2	1993-2008	Hydropower
Norway	194	1970-2008	Hydropower, Road, …
Pakistan	1	1996	Hydropower
Singapore	2	2001,2004	Strategic storage
Spain	1	1974	Mining
Sri-Lanka	1	1996	Hydropower
Sweden	17	1973-2007	Hydropower, Road, …
Tanzania	1	1992-1998	Hydropower

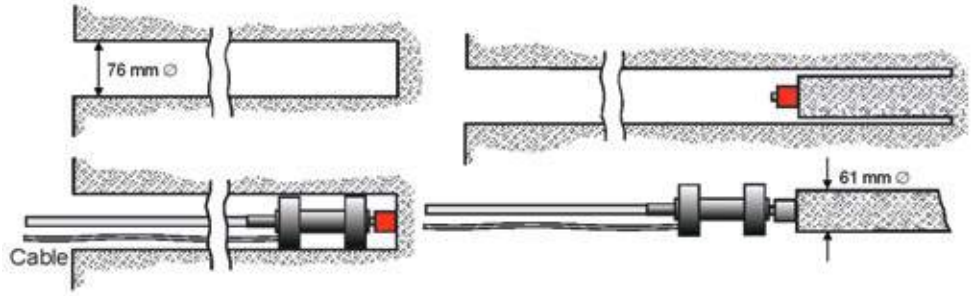


Figure 2. 2D measurement technique – equipment and procedure.

The core is removed from the hole with a special core catcher. Immediately after removal from the hole, the second recording is done. From the recorded strains, the stress in the plane normal to the borehole may be calculated. Supplemental elastic parameters for the calculation are determined from laboratory tests.

The described procedure is presented in Figure 2.

2.2. Equipment and procedure for 3D stress measurements

A diamond drill hole (76 mm outer diameter) is drilled to the desired depth. Usually, this depth is 1.5 times the span of tunnel/ cavern. The hole bottom is flattened with a special drill bit, and a concentric hole with smaller diameter (36 mm o.d) is drilled approximately 30 cm further.

A measuring cell with strain gauges and data log unit is installed with a special installing tool containing orienting device. Compressed air is used to expand the cell in the hole, and the strain gauges are fixed to the walls in the hole. The cell is now ready to start measuring, and continuously logging of strain data is stored in the measuring cell. The installing tool is removed and the cell is ready for overcoring. The small hole is over cored by the larger diameter bit, thus stress relieving the core. The corresponding strains are recorded by the strain gauge rosettes.

The core is removed from the hole with a special core catcher, and immediately after removal from for the hole the recorded data is transferred to the computer. When the elastic parameters are determined from biaxial- and laboratory test, the stresses may be calculated.

The described procedure is presented in Figure 3. Details of the measuring cell are not presented here, so interested readers may find more information at the SINTEF's website.

Figure 3. 3D measurement technique – equipment and procedure.

2.3. Results of the stress measurement

In-situ stress had been measured during June 2009. The measurement was carried out in two boreholes, 2D and 3D measurements. Location and direction of the measurement holes are presented in Figure 4.

The measurement result shows the following stress field σ_1 = 12.41 MPa, σ_2 = 8.85 MPa and σ_3 = 3.5 MPa. Results (magnitudes and directions) of the measured *in-situ* stresses are presented in Figure 4. It can be seen from the figure that σ_1 and σ_3 are almost horizontal and σ_2 is almost vertical. The σ_1 tends to be perpendicular to the length of the ore body, meanwhile σ_3 is almost parallel.

The 3D borehole in this mine is happened to be too deep. The depth of the borehole is about 20 m, meanwhile the normal requirement is 9m, which is 1.5 times the span of tunnel. The reason for this long borehole is to obtain a reasonable intact rock mass area.

3. ROCK MASS CONDITION

The host rock around the mine is granite (possibly be Migmatite), and the intact rock has high strength. Average uniaxial compressive strength (UCS) of the intact rock was reported to be 147 MPa (NTNU 1983). During the stress measurement in June 2009, two samples was collected and tested at SINTEF's rock mechanic laboratory. The results show very high UCS, and they are up to 250 MPa (SINTEF 2009).

In addition to the stress measurement, the rock mass in the tunnels and at the portal was also observed. Joints were measured and evaluated. The observations indicate that most of the joints have relatively favourable conditions. The joints are tight, have closed contact, and unweathered. Some joints have planar surface. The joints are discontinuous, and the lengths are normally 0.5 to 4 m. Joint spacing are about 1 m in average, resulting in relatively massive rock mass condition. Some typical joints are presented in Figure 5.

It is difficult to observe the undisturbed ore body (graphite). The exposed graphite in the tunnel is well disturbed from the blasting. Observation at disturbed graphite indicates that the ore is softer than the host rock. In fact, due to the soft rock mass, there was no observation of open joints within the graphite body. Displacement may have taken place and closed the joints.

Rock mass quality is evaluated using GSI system, 2002 version (Hoek et al. 2002). Rock mass properties for numerical models are presented in Table 2. Uniaxial compressive strength, Young's modulus and Poisson ration are taken from laboratory tests. The disturbance factor is assumed.

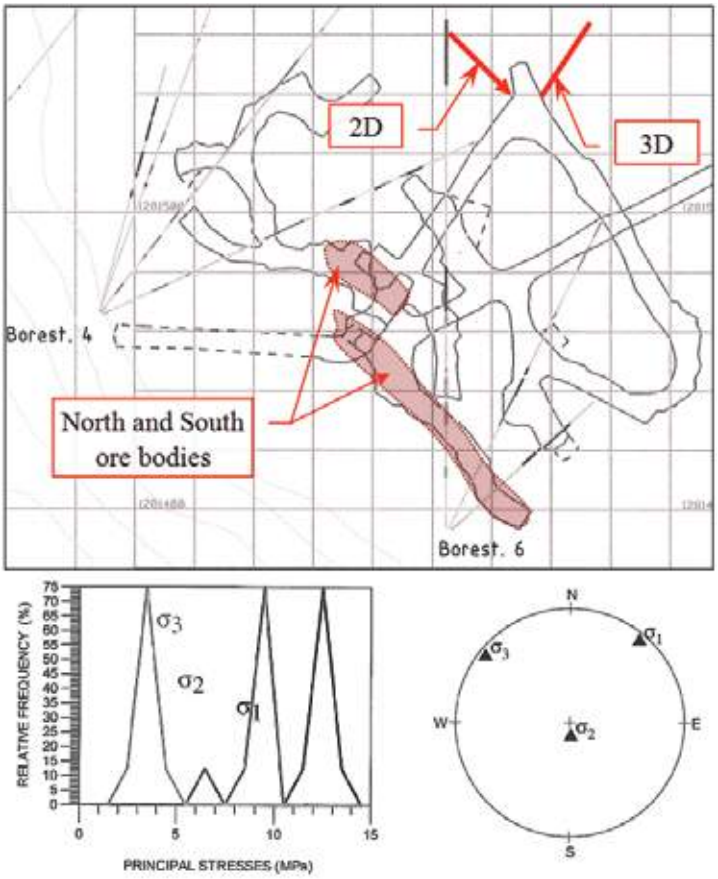


Figure 4. In-situ stress measurement – locations of 2D and 3D holes (plan view) and the results.

Table 2. Host rock properties included in the model (reference is also made to NTNU report, 1983).

Parameters	Unit	Migmatite	Graphite
Uniaxial comp. strength - σ_{ci}	MPa	140	36
Geo. Strength Index – GSI		80	60
HB parameter – mi		29	25
Disturbance factor – D		0.1	0.1
Young's modulus - Ei	GPa	60	25
Poisson ratio - ν		0.19	0.25

Figure 5. Host rock mass condition (GSI = 80 for Migmatite).

4. NUMERICAL MODELS FOR THE EXCAVATION

To evaluate the stability of the mine, numerical models are established for 2 sections. The first section is a horizontal section at elevation 25 m, the second section is a vertical section cutting through both north and south ore bodies.

4.1. Horizontal model at elevation of 25 m.a.s.l.

In this model, horizontal excavation profile, including service tunnel, is put into the model. This resulting in complicated excavation profile as presented in Figure 6.

Value and direction of input field stress is taken from the stress measurement. The input stress is 12.41 and 3.5 MPa, with the directions as indicated in Figure 6.

The stress graphs (σ_1 and σ_3) show that the rock mass area around the excavation is a relatively stress released. The σ_1 is reduced from in-situ value of 12.41 MPa to less than 3 MPa. Similarly for the sigma 3, the stress value is reduced from 3.5 MPa to almost zero. At some particular locations, it even reaches a negative value. The stress released areas around the excavation are relatively large. It is almost equivalent of the overall length and width of the excavated complex.

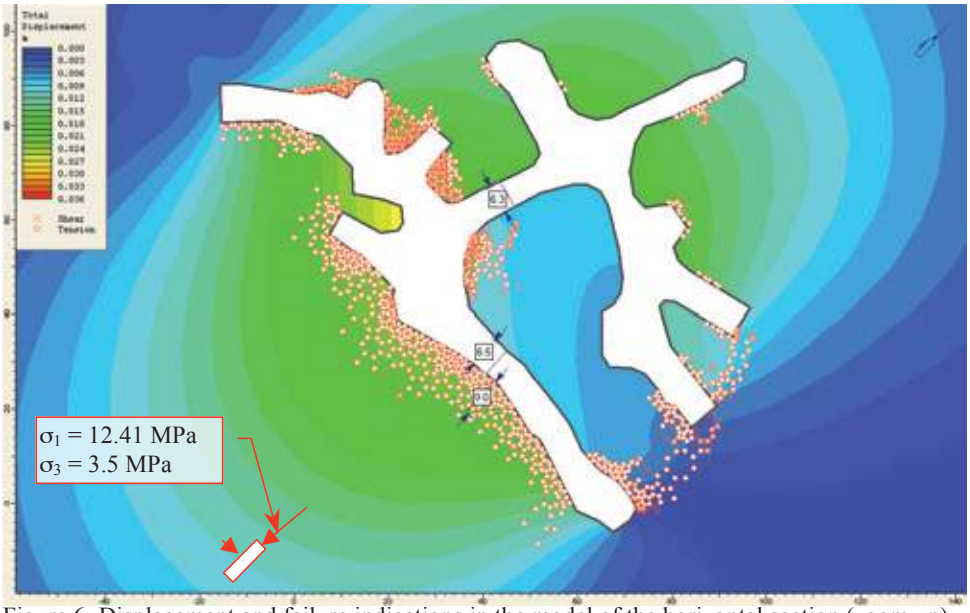


Figure 6. Displacement and failure indications in the model of the horizontal section (zoom up).

Large stress released areas are leading to some rock mass displacement and indication of rock mass failure in the models. The displacement in the host rock is in the order of 20 to 30 mm. These values might be considered to be relatively large for this hard rock mass. A large stress released area is also causing the indication of a large rock mass failure. Tension and shear failure are indicated along the long tunnel wall. The depth of the failure area is up to 9 m, which indicates a very severe situation. From the experience, results of these horizontal models are not really reflecting the practical situation. Thus, further consideration should be made to evaluate the outputs.

There may be two reasons for the mentioned unrealistic results. The first reason is the complexity of the excavation profile and the second reason is a limitation of a 2D model. The excavation profile results in many sharp extruded corners, where the rock mass will be completely stress released. The result might be more realistic if the service tunnel is excluded in this horizontal model.

The second reason for the mentioned unrealistic results is related to a limitation of the 2D model. In the 2D model, the tunnel excavation is understood as “infinite” in the direction that perpendiculars to the paper. This is not the case in the tunnel excavation. In the perpendicular direction to the paper, the excavation dimension is the height of the tunnel, and it is about 6 to 8 m only. Thus, rock mass beyond the roof and floor should contribute to the stress redistribution. Due to this contribution, the stress released area should be reduced. The contribution of the floor and roof is only possible to be modelled by using a 3D program such as FLAC3D, which is very complicated and time consuming. Another solution is to model the excavation in different directions.

Unfavourable stress values in the modelled plane (σ_1 = 12.41 MPa and σ_3 = 3.5 MPa) should also contribute a great effect to the results. The large difference between the value of σ_1 and σ_3 makes the stress condition to be unfavourable. The σ_2 of 8.85 MPa is included in the model

as “out of plane stress”. However, the effect of the σ_2 to the results is not too clear in the models.

From the mentioned limitations, it is noted that to interpret a result from a 2D model, model at only one direction may not be sufficient. In the situation of this mine, vertical section is going to be studied as presented below.

4.2. Vertical model

In this vertical model, the ore excavation is assumed to be six excavation stages. In the first and second stages, production tunnels at level 25 are excavated. In the 3rd and 4th stages, production tunnels at level 45 are excavated. In the 5th stage, the ore body between level 25 & 45 in the south ore is excavated. In the 6th stage, the ore body in the north ore between the two tunnels is excavated. Modelled section and the excavation sequence are presented in Figure 7. Dimension of the production tunnels is about WxH = 9x6 m.

Stress field in the vertical model is σ_1 = 12.41 MPa horizontally and σ_2 = 8.85 MPa vertically, following the results from the stress measurement. Due to this favourable stress condition (relatively uniform between σ_1 and σ_2), rock mass failure is expected to be less than the horizontal models.

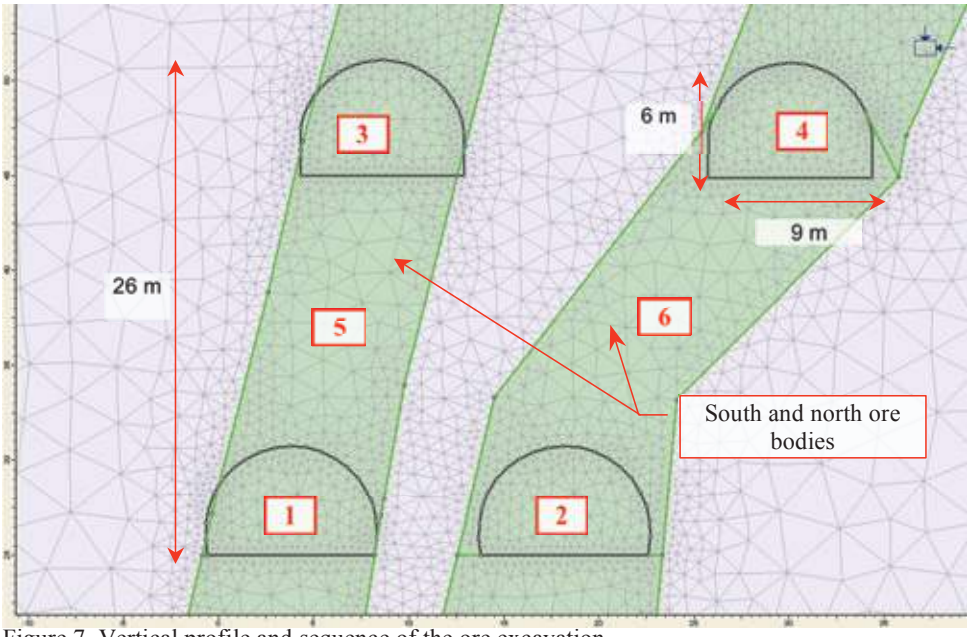


Figure 7. Vertical profile and sequence of the ore excavation.

Results of the analyses concerning displacement, rock mass failure are presented in Figure 8. A general impression from the graphs is that the host rock mass is stable, and rock mass failure at the ore is more significant than in the host rock. This result is reasonably in line with our experience in many other similar mines.

For the host rock, based on the stress distribution graphs, stress release area is smaller. Simple excavation profile without many extruding corners is a help to reduce the failure. Displacement at the wall is about 5mm, as presented in Figure 8. Excavation in such hard and massive rock mass, displacement of less than 10 mm is expected. As presented in the same figure, very minor rock mass failure is indicated. The failure is locally with the thickness of only 0.5 m. Such failure scale may result in some cracks on the rock wall surface. The cracks may combine with the existing discontinuities in the rock mass to create potentially unstable rock blocks. Observation should be made to detect such situation, and potentially unstable block should be supported by spot bolting.

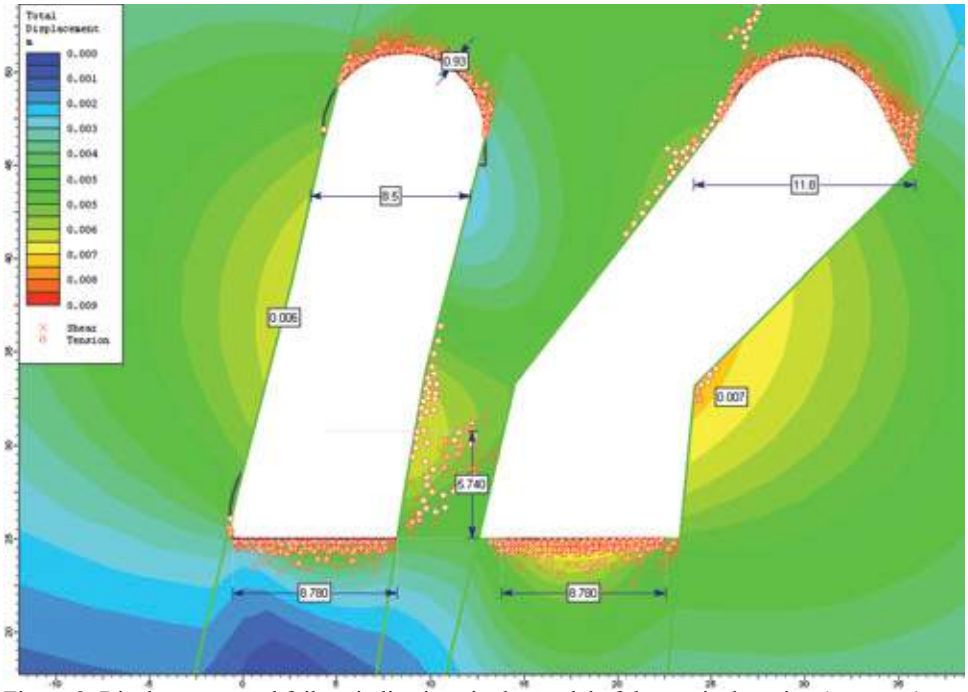


Figure 8. Displacement and failure indications in the model of the vertical section (zoom up).

Rock mass failure in the ore is relatively more significant than that in the host rock. The failure at the floor is not important, but care should be taken for the roof. As indicated in Figure 8, shear and tension failure appears on the roof, and the depth of the failure is about 1 m. It is worth to note that the depth of the failure indication is not changed between the excavation stages. This means that the roof failure level at the final excavation stage should be the same as it is at the stage 1 (when only production tunnel is excavated). Thus, there is a possibility to check for the stability of the mine at a very early stage.

At the time of this analysis, production tunnels at level 25 m are completed. The actual condition inside the tunnel is similar to the result of the model that there no severe instability is occurred. Some minor rock instabilities are observed as presented in Figure 9.

Based on the model results and the actual observation in the tunnel, it could be concluded that the excavation should process as planned. There is one requirement is that observation should be done systematically in the tunnel for early detection of any unexpected behaviours of the

rock mass. Unexpected behaviours of the rock mass could be significant displacement, continuous loosening of rock blocks or development of the cracking in the mine. If such behaviours are observed, they should be noted for further analyses and treatments.

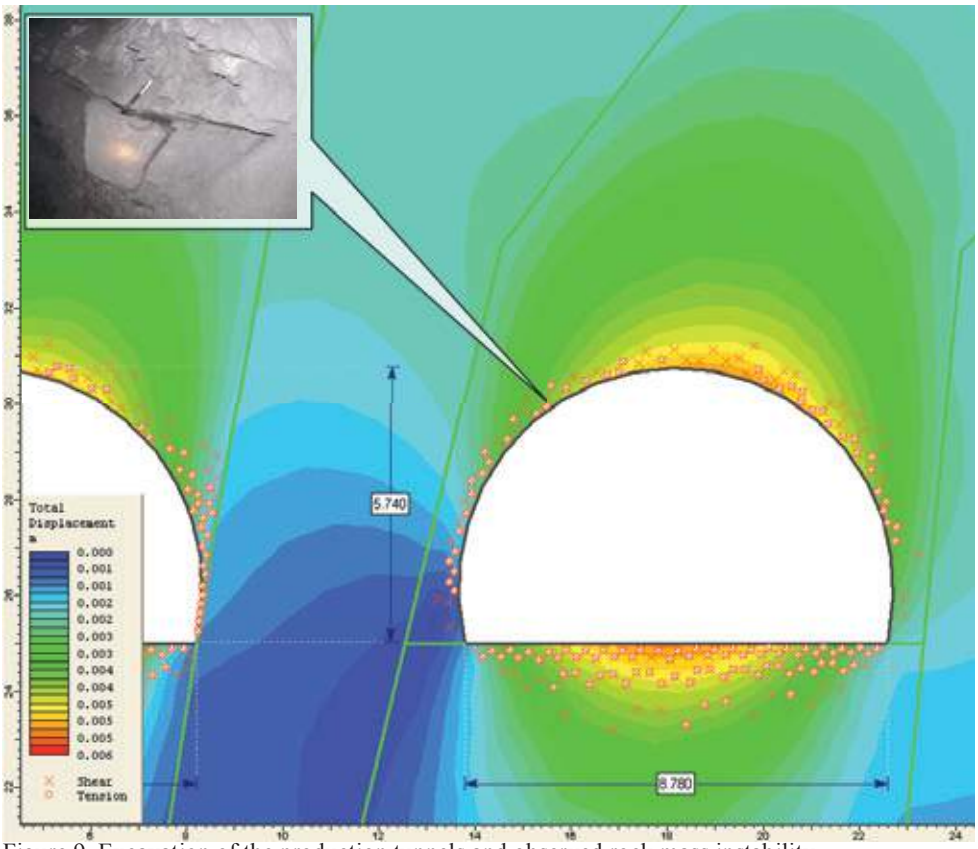


Figure 9. Excavation of the production tunnels and observed rock mass instability.

5. CONCLUDING REMARKS

Even though, the equipment and procedure of the stress measurement are clearly presented and easy to follow, it is not easy to get a reliable result. In order to achieve a good measurement, many details need to be taken care of. The details could be the location of the bore hole, location to put the measuring cell, the attachment of the cell to the rock mass. Thus, stress measurement would require a strong experience to deal with uncertainties during the measurement process.

Numerical analyses for different section indicated that it is possible to excavate for the mine as planed. Some instability on the roof of the mine may be concerned. The stability could be observed now (the excavation of the production tunnels at level 25 and level 45 is completed). If no serious instability has been observed, the excavation should process as planed as in Figure 7.

It is also recommended to have a continued observation procedure for the rock mass behaviour in the mine. The purpose of such observation is to detect if any unusual behaviour of the rock mass occurs that may lead to instability.

It is however that attention should be paid at few places, where there are joints with unfavourable characteristics. The joints have very smooth surface, could be planar and also undulating. Joint surface indicate some slickenside, as indicated in Figure 10. Even though these joints are few and not representative for the general rock mass condition, but when such joints are observed in the tunnels, care should be taken because the joints may intersect other joints and thus create unstable blocks (wedge failures, rock fall). If such potential unstable blocks are detected, spot bolts with an appropriate length and direction should normally be sufficient.

Figure 10. A joint with slicken side surface.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to express their thanks to Leonard Nilsen and Sons AS and Skaland Graphite AS for permission to prepare and publish this paper.

references

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. *Hoek-Brown criterion – 2002 edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

NTNU. 1983. *Report: Rock mechnical investigation in the Skaland mine.* Trondheim. Norway.

Rocscience Inc. 2005. *Phase2 Version 6.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes*. www.rocscience.com. Toronto. Ontario. Canada.

SINTEF. 2009. NOTAT/PROSJEKTFORLAG. *Report: North Cape Minerals Stjernøy Gruver Geoteknisk og geologisk bistand Befaringsnotat*. Trondheim. Norway.

FJELLSPRENGINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

KARTLEGGING AV SVAKHETSSONER I FJELL; EKSEMPLER FRA TUNNELPROSJEKTENE EIKREM (SVV) OG HOLMESTRAND (JBV)

Mapping weakness zones in bedrock; examples from the tunnel projects Eikrem (SVV) and Holmestrand (JBV)

Guri V. Ganerød (forsker), Einar Dalsegg (senioringeniør), Odleiv Olesen (lagleder), Jan Steinar Rønning (lagleder), Aline Saintot (forsker) og Jan Fredrik Tønnesen (forsker), alle ved Norges geologiske undersøkelse (NGU)

SAMMENDRAG

I de siste 20 årene har det vært økende fokus på forundersøkelser i forbindelse med tunneler, og med det har metoder for kartlegging av undergrunnen blitt videreutviklet. Elektriske motstandsmålinger er en metode som var mye brukt innenfor mineralprospektering på 70- og 80-tallet. I de senere årene har Norges geologiske undersøkelse (NGU) videreutviklet og tilrettelagt metoden for bruk innenfor ingeniørgeologi, med spesiell interesse for tunnelprosjekt. Data fra motstandsmålinger (2D resistivitet) blir så sammenstilt med andre geofysiske data som seismikk og VLF-EM (Very Low Frequency ElectroMagnetic) der det forekommer, og tolket sammen med geologiske data fra området for å oppnå best mulig resultat. Flere forundersøkelser viser at sammenlignet med mer tradisjonelle metoder som refraksjonsseismikk (og VLF) kan 2D resistivitet gi mer informasjon som *bredde, dyp* og *fall*. Resistivitetsmetoden kan også indikere om sonen vil gi vannproblemer eller inneholde leire som igjen gir ustabilt fjell. Metoden er mer kostnadseffektiv enn refraksjonsseismikk. Eksempler på slike data vil bli presentert fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV).

I 2006 publiserte NGU "Aktsomhetskart for tunnelplanlegging" som er basert på samvariasjon mellom svakheter i terrenget og lavt magnetfelt målt fra fly eller helikopter. Lavt magnetfelt kan skyldes omvandling av magnettitt til mindre magnetiske mineraler, og slik omvandling kan være forårsaket av dypforvitring fra overflaten eller ved hydrotermal omvandling. Begge disse prosessene kan ha skjedd i allerede eksisterende svakhetssoner. Slike soner forekommer langs tunneltraseen til Holmestrand jernbanetunnel, og her vil vi gå mer i detalj på en av disse sonene.

SUMMARY

In the resent years the focus on feasibility studies for tunnels has increased, and with it the methods of mapping the subsurface. The Geological Survey of Norway (NGU) has evolved "old" geophysical methods for å more detailed mapping related to tunneling, and combining these data with geological mapping in the field and remote mapping for the best combined result. We have tested several standard geophysical methods, such as refraction seismic, 2D resistivity and VLF-EM (Very Low Frequency Electro Magnetic), for comparison at several tunneling projects. The results of the comparison study show that VLF-EM is a method that is capable to indicate weakness zones in the subsurface, while refraction seismic is capable of locating the weakness zones, indicate the width of the zone, and can indicate the thickness of quaternary cover (such as sediments and soil). 2D resistivity is able to locate the weakness zone, indicate the width, depth extent and the dip of the zone, and in addition indicate if the zone contains clay or water (or possibly both). In addition to testing the different methods mentioned above, the geophysical data are combined with geological mapping and regional geophysical mapping when available. The present comprehensive study gives a better understanding of the sub-surface, and good indications of where weakness zones causing instability and/or water leakage may occur. Examples of such data will here be presented from the tunnel projects Eikrem (SVV) and Holmestrand (JBV).

In 2006 NGU presented "Attention maps for tunnel construction". Structures with topographic lows that coinside with reduced magnetic field measured from aircrafts, are interpreted to present zones of weak rock due to deep weathering or thermal alteration. Such zones are identified along the tunnel trace of Holmestrand railroad tunnel, and further details concerning one of these zones will be presented here.

1. INNLEDNING

Innenfor prosjektet "Miljø- og Samfunnstjenlige tunneler", som ble gjennomført i perioden 2001 til 2003 (Palmstrøm og Nilsen 2003), ble metoden 2D resistivitet introdusert som en interessant teknikk ved forundersøkelser for tunneler (Rønning 2003). På grunnlag av målinger ved Lunnertunnelen, ble det foreslått en modell for karakterisering av svakhetssoner i fjell (Rønning m.fl. 2003). Under de rådende geologiske forhold, Oslofeltets intrusiver og sedimentære bergarter (syenitt og sandstein) indikerte resistivitetsverdier høyere enn ca 3000 Ωm stabilt godt drivbart fjell; soner med resistivitet i området 500 til 3000 Ωm store vannlekkasjer, mens i soner hvor resistiviteten var lavere enn 500 Ωm var det mindre vann, men fjellet var ustabilt. I ettertid har Norges geologiske undersøkelse (NGU) utført modellberegninger som viser at resistivitetsmetoden har muligheter for geometrisk karakterisering av svakhetssoner (Rønning et al. 2009a, Reiser et al. 2009). Disse modelleringene viser at metoden kan nyansere sonenes utstrekning mot dypet, sonenes bredde dagnært, og i tillegg kan metoden indikere sonenes fall.

Ut fra dette har en konkludert med at resistivitetsmetoden har et potensial for å lokalisere svakhetssoner i fjell og i tillegg gi en geometrisk og mineralogisk karakterisering av svakhetssoner. Det finnes også svakheter med denne metoden. Bergarter med lav resistivitet gir lavere kontrast ved oppsprekning, og et tykt overdekke av godt ledende masser (leire) hindrer strømmen i å nå ned i fjellet. Begge disse effektene reduserer mulighetene for kartlegging av svakhetssoner. I tillegg har modellering vist at det kan oppstå kunstige effekter ved inversjon av måledata.

Geofysiske data er viktige i for forståelsen og tolkningen av geologiske strukturer i undergrunnen. NGU har studert muligheter og begrensninger knyttet til alternative metoder ved forundersøkelser for tunnelprosjekt. Langs tunneltraséen er geofysiske profil med 2D resistivitetmetoden (og refraksjonsseismikk) samlet inn. Metoden er vurdert og sammenlignet med hensyn til kartlegging av svakhetssoner som forkastninger og sprekkesoner i undergrunnen, rettet mot problemer som vannlekkasje og ustabilitet i tunnelene. Slike studier er beskrevet blant annet av Rønning (2003); Ganerød et al. (2006); Ødegaard (2006) og Rønning et al. (2009b). Resultat fra studiene viser at det er god korrelasjon mellom store strukturer kartlagt på overflaten og soner påvist med geofysiske data, samt soner som forekommer i tunnelen.

2. METODE

2.1 2D resistivitet

2D resistivitet er en elektrisk metode som ble utviklet tidlig på 1900-tallet, men som først ble tatt i bruk innenfor hydrogeologi, vannforurensing og mineralprospektering på 70-tallet. I de senere år har metoden blitt videreutviklet, spesielt med tanke på inversjon (Reynolds 1997). Metoden har også blitt brukt innenfor nye felt som forundersøkelser for tunneler. 2D resistivitetssystemet som er brukt i disse eksemplene er utviklet av Dahlin (1993) og har en dybderekkevidde på ca 130 meter. Systemet består av fire kabler på 200 meter, og med stålelektroder som settes i overdekket. Elektrodeintervallet er 10 meter i midten av kablene og 20 meter ved endene. Konfigurasjonen brukt i disse studiene er Gradient, Wenner og Dipol/Dipol (Dalsegg & Rønning 2002; Dalsegg et al. 2010; Ganerød et al. 2009). Resistivitetsmetoden måler tilsynelatende resistivitet i grunnen, hvilket er et veid gjennomsnitt av resistivitetsverdien i influensvolumet for hver enkelt måling (Reynolds 199, Dahlin 1993), og har enheten ohm-meter (ohm.m, Ωm). For å oppnå sann resistivitet utarbeides en initiell modell med celler som tilordnes valgte resistivitetsverdier. Disse blir justert inntil responsen fra modellen blir lik de målte data (Loke 2007). Resistivitetsmålingene er fremstilt i figurer med et fargeplott som gjenspeiler resistiviteten (det inverse av elektrisk ledningsevne) i bergrunnen, hvor det er tatt hensyn til topografi. Fargeskalaen går vanligvis fra lav resistivitet angitt med blå farge (0-500 Ωm) til høy

resistivitet gitt i rødt (>13.000 Ωm). Lav resistivitet kan skyldes oppsprukket fjell fylt med vann eller av leire på sprekker, sprekkesoner og/eller forkastninger. Høye resistivitetsverdier indikerer generelt godt fjell. Der det er påvist lavresistivitetssoner er disse markert (stiplet hvit linje) med angivelse av indikert fall. På endene av profilene er det gradvis reduksjon av dybderekkevidden og dette skyldes manglende data på dypet i de ytre delene av modellen.

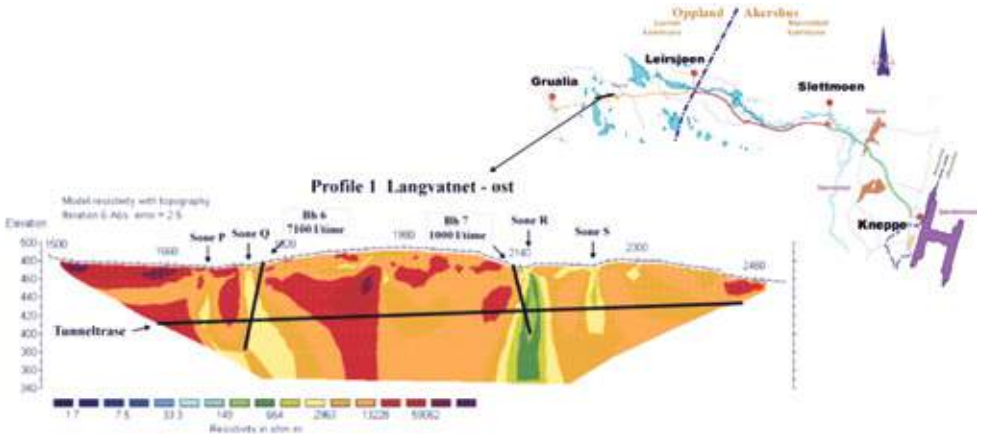
2.2. AMAGER-metoden (AeroMAgnetiske og GEomorfologiske Relasjoner)

Metoden for analyse av dypforvitring bygger på en samvariasjon mellom svekket magnetfelt og depresjoner i terrenget (Olesen m.fl. 2007). "Aktsomhetskart for tunnelplanlegging" (Olesen 2006), her med eksempel fra Holmestrand, er utarbeidet på grunnlag av magnetiske målinger fra fly eller helikopter. Ved flymålingene, som ble utført av Fugro Airborne Surveys fra Johannesburg, var sensorhøyden vanligvis ca. 60 meter over bakken, men i tettbygde områder ble det på grunn av sikkerhet målt i 100 meters høyde. Flyhastigheten var her ca. 220 km/t mens ved helikoptermålingene var hastigheten ca. 100 km/t. Ved alle målingene var målepunktavstanden ca. 6 meter. Linjeavstand var ved helikoptermålingene 200 meter, mens det ved flymålingene ble målt med linjeavstand 250 meter. Profilene var orientert Ø-V. "Aktsomhetskart for tunnelplanlegging" er et oversiktskart hvor blå-grønn farge indikerer *sannsynlig* dypforvitring mens gul farge indikerer *mulig* dypforvitring. I områder der det er påvist sannsynlig eller mulig dypforvitring anbefaler NGU å gjøre oppfølgende målinger for å kartlegge omfanget av "dårlig fjell", med for eksempel 2D resistivitetsmetoden.

3 TOLKNINGSMODELL BASERT PÅ DATA FRA LUNNERTUNNELEN (RV 35)

Lunnertunnelen ligger langs nye riksveg 35 i Lunner kommune, Oppland fylke, ca. 40 km nordvest for Oslo. Tunnelen er 3,8 km lang og hadde gjennomslag i 2002. I forundersøkelsen av Lunnertunnelen ble det utført 2D resistivitet langs deler av tunneltraséen (Figur 1). Dette profilet påviser de to problemsonene som ga driftsproblemer. Sone R ga ras i borehull ved ca 62 meter, og resistivitetsverdiene her var lavere enn 500 Ωm (Rønning og Dalsegg 2001; Dalsegg og Rønning 2002). Ingeniørgeologisk oppfølging av sone R bekrefter dårlig fjell og ustabile forhold, omfattende injeksjon, redusert salvelengde (fra 6 til 3 m) og forbolting for hver 5 meter, likevel fikk en ras fra hengen (Stine Moksnes ved Anleggskontoret, pers. meddelelse). Sonen måtte helstøpes i en lengde av 40 meter ved den permanente sikringen. Mot en annen sone med lav resistivitet (kontaktsone mellom syenitt og hornfels, vest for Langvatn) ble det boret to hull som begge raste der resistiviteten målt i borehullet ble lavere enn 500 Ωm.

Optisk televiewer (OPTV) fra sone Q viser friskt fjell med åpne sprekker som ga store vannmengder. Sone Q ga ikke spesielle driftsproblem da vannlekkasjer ble tatt hånd om av systematisk forinjeksjon.



Figur 1. Kart som viser plassering av Rv 35 og tunneltraseen for Lunnertunnelen (Statens vegvesen) og 2D resistivitetsprofilet som indikerer sone Q som ga store vannmengder (7100 l/time) og sone R som inneholder leire og hvor borehullet kollapset (Rønning og Dalsegg 2001; Dalsegg og Rønning 2002; Rønning 2003).

De gode dataene fra Lunnertunnelen dannet grunnlaget for en tolkningsmodell for resistivitetsmålinger i fjell som er vist i Figur 2. Denne tolkningsmodellen deler resistivitetsskalaen i 3 deler hvor verdier over 3000 Ωm indikerer godt fjell, verdier mellom 3000 og 500 Ωm indikerer svakhetssone i fjellet som trolig er vannførende og gir vannlekkasje i tunnelen, mens verdier under 500 Ωm indikerer leire på sprekkene som trolig vil gi ustabilt fjell og potensielt ras i tunnelen.

Resistivitetsverdier	Resistivitetsverdier	Beskrivelse
	> 3000 Ωm	Bra fjellkvalitet
	3000-500 Ωm	Oppsprukket fjell med vannlekkasje
	< 500 Ωm	Ustabilt fjell med leirsoner og vannlekkasje

Figur 2. Karakterisering av svakhetssoner og fjellkvalitet fra resistivitetsverdier.

4. EIKREM

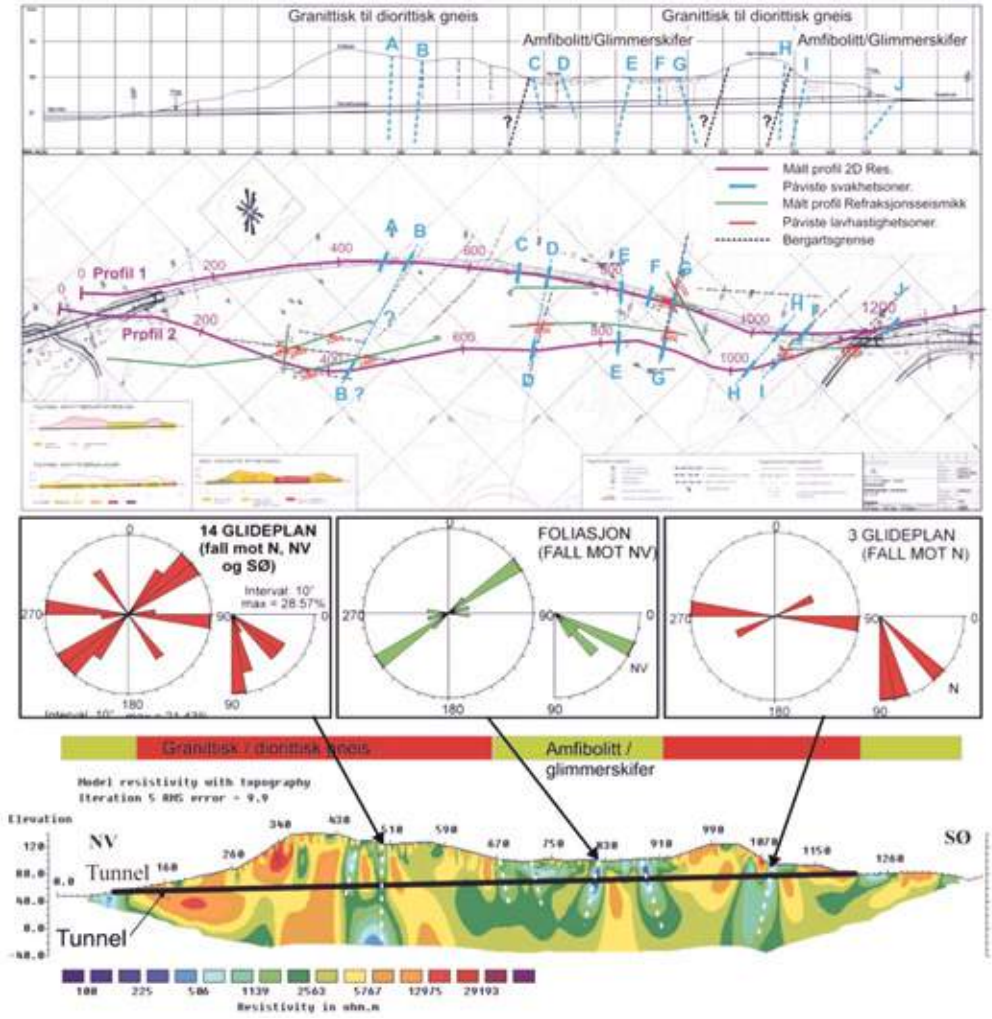
I 2009 foretok NGU en geofysisk og geologisk kartlegging i samarbeid med Statens vegvesen (SVV) i forbindelse med den planlagte 1050 m lange tunneltraseen Eikrem på Rv 70 mellom Øydegard og Bronneset (Dalsegg et al. 2010). Denne tunnelen er en del av prosjektet Stor-KriFast (Figur 3). Totalt 2,8 km (to profiler på 1400 m) langs tunneltraseen ble kartlagt med metoden 2D resistivitet. Strekningen er kartlagt fra nordvest til sørøst fra Øydegard til Tveekra (Figur 3). Hensikten med dette var å påvise og karakterisere svakhetssoner forut for tunneldrivingen. Profil 1 følger stort sett planlagt tunneltrase. Begrunnelsen for å måle profil 2 var at en da hadde mulighet for å kunne kartlegge retningen på de påviste sonene, og i tillegg var det på forhånd her foretatt seismiske målinger langs deler av traseen.

Figur 3. Oversiktskart over deler av tunnelprosjektet StorKriFast, Rv 70 Øydegard-Bronneset og den planlagte tunnelen Eikrem, i Tingvoll kommune, Møre og Romsdal fylke (kilde www.vegvesen.no).

I tillegg til geofysiske undersøkelser ble geologisk feltarbeid utført for å få en bedre strukturgeologisk forståelse av området rundt tunneltraseen. I denne analysen er alle typer strukturer tatt med. Strukturene er også sett i en større sammenheng i form av utstrekning og regional betydning. Med slike analyser får en oversikt av strukturenes betydning i området som igjen brukes til å tolke strukturer kartlagt med geofysiske metoder, som 2D resistivitet. Det er tatt hensyn til eksisterende og nyinnsamlede geologiske data fra kartlegging i tolkningen av de geofysiske dataene.

Det finnes to typer bergarter langs traseen for Eikremtunnelen; (1) en sammensatt bergart av blant annet glimmerskifer og amfibolitt (kaledoniske omdannede overflatebergarter) i Ertvågøygruppen og (2) en eldre granittisk til diorittisk gneis, som er stedegne bergarter i grunnfjellet (Askvik & Rokoengen 1985; Bryhni et al. 1990). Bergartsutbredelsen bestemmer topografien der bergartsgruppe (1) ligger i dalene, mens bergartsgruppe (2) utgjør høydene i området.

Figur 4 viser sammenstilling av geologiske og geofysiske data. Kartgrunnlaget fra Statens vegvesen viser tunnelprofilet og terrenget (øverst), mens kartet i midten viser en oversikt over alle geofysiske målinger som er samlet inn. Med geologiske data vist med rosediagram med fall (midten) kan vi med større sikkerhet angi hvor sonene forekommer og fallretningen på dem (Dalsegg et al. 2010). Det er god korrelasjon mellom soner indikert med 2D resistivitet og seismikk, samt geologisk kartlagt i felt. Denne tunnelen vil bli fulgt opp under driving og en detaljert sammenstilling av dataene skal gjennomføres.



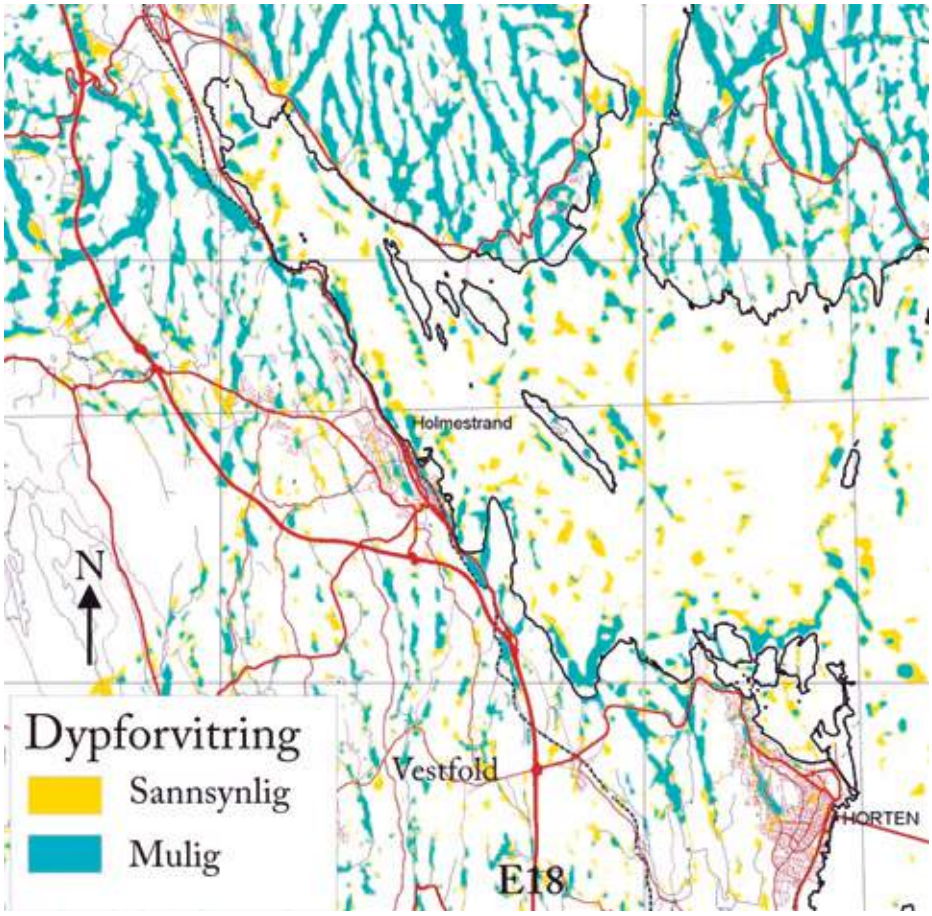
Figur 4. Sammenstilling av geologiske og geofysiske data. Øverst er tunnelprofilet og tunneltraseen fremstitl på kart (fra Statens vegvesen). Kartet i midten viser en oversikt over alle geofysiske målinger som er samlet inn og sammen med geologiske data (rosediagram med fall) kan vi med større sikkerhet angi hvor sonene forekommer og fallretningen på dem (Dalsegg et al. 2010). Det er god korrelasjon mellom soner indikert med 2D resistivitet og seismikk, samt geologisk kartlegging i felt.

5. HOLMESTRAND

I 2009 foretok NGU en geofysisk kartlegging for JBV (Jernbaneverket) i forbindelse med den planlagte tunneltraseen mellom Holm og Nykirke i Vestfold, med ny stasjon i fjellet ved Holmestrand (Ganerød et al. 2009). Ca 14 km langs tunneltraseen ble kartlagt med metoden 2D resistivitet. Strekningen er kartlagt fra nord mot sør fra Holm til Nykirke. Hensikten med dette var å påvise og karakterisere svakhetssoner forut for tunneldrivingen. "Aktsomhetskart for tunnelplanleggere" (Olesen 2006) indikerer en sone som går parallelt med tunneltraseen i ca. 500 m (Figur 5), og som det planlegges oppfølgende målinger på.

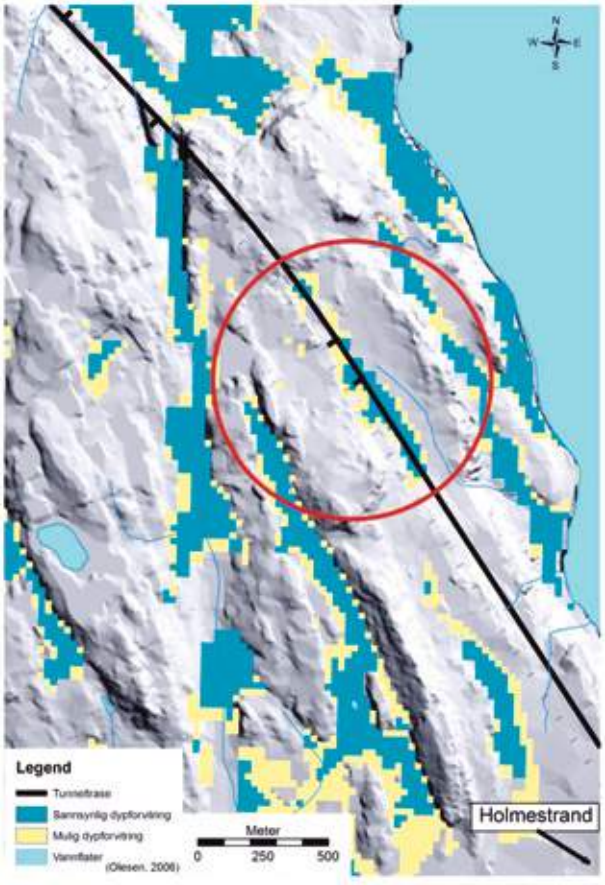
"Aktsomhetskart for tunnelplanlegging" viser den magnetiske responsen målt i bakken og der den er svekket antar en at det kan forekomme fjell med dårligere kvalitet (Olesen 2006). En av årsakene til redusert magnetisk respons er dypforvitring under tropiske forhold. Slike forhold var det i Norge under trias til jura tid, hvor en får omvandlet fjellet til "jord" med steinrester (Olesen et al. 2007). I sprekkesoner og forkastninger ble forvitringen ekstra dyp, siden overflatevann kunne trenge lenger ned. Det er også i sprekkesoner og forkastninger dypforvitring er bevart i dag etter flere istider med tilhørende erosjon. Derfor er dette fenomenet spesielt viktig å ta med i beregningen når en planlegger tunnelutbygging i deler av Norge.

Ut i fra Figur 5 ser en at potensialet for at dypforvitring forekommer er stor i området rundt Holmestrand. Det største omfanget av dypforvitring følger hovedforkastningen som går i fjorden nordøst for Holmestrand, og som har forårsaket brattkanten som karakteriserer området.



Figur 5. Utdrag fra Aktsomhetskart for tunnelplanlegging, hvor "sannsynlig" og "mulig" forekomst av dypforvitring er kartlagt (Olesen 2006). Det er sannsynlig at det forekommer dypforvitring langs hovedforkastningen som går i fjorden utenfor Holmestrand, og det er mulig at det stedvis, i begrenset omfang, forekommer dypforvitring langs tunneltraséen.

Detaljert oversikt over sannsynlig og mulig forekomst av dypforvitring i Holmestrandområdet er vist i Figur 6. Det er sannsynlig at det forekommer dypforvitring langs den store forkastningen som krysser tunneltraseen og ved nordlig påhugg ved Holm. Det forekommer også begrensede områder langs tunneltraseen hvor det er indikert mulig dypforvitring. En sone med mulig dypforvitring, markert med rød sirkel i Figur 6, følger tunneltraseen i 500 m lengde blir fulgt opp i felt av tverrprofiler med 2D resistivitet. Resultater fra disse undersøkelsene vil bli presentert på konferansen.



Figur 6. Detaljert oversikt over sannsynlig og mulig forekomst av dypforvitring i Holmestrandområdet, basert på data fra Olesen (2006). Det er sannsynlig at det forekommer dypforvitring langs soner som krysser og ligger langsetter tunneltraséen og ved nordlig påhugg ved Holm. Rød sirkel viser området hvor en sone med stor utstrekning (ca. 500 m) ligger langs tunneltraseen.

6. DISKUSJON

6.1. 2D resistivitetsmetoden

Ved flere tunnelstudier er metodene refraksjonsseismikk, VLF og 2D resistivitet sammenlignet (Rønning 2003; Ganerød et al. 2006; Ødegaard 2006; Rønning et al. 2009b), og hvor resultatene viser at problemsoner kartlagt med 2D resistivitet samsvarer bra med soner kartlagt på overflater

og i tunnelnivå. 2D resistivitet kan identifisere svært smale soner, som kan betraktes som problemfritt fjell (Ganerød et al. 2006). Studiene viser klart at 2D resistivitet gir det beste resultatet med å identifisere problemsoner, i tillegg kan denne metoden påvise bredde, dybde samt fallretning til sonene. For å oppnå best mulig resultat av resistivitetsmetoden er det viktig å legge profilene med størst mulig vinkel til "problemsonene".

Resistivitetsmetoden har begrenset dybderekkevidde til ca. 130 meter, hvor optimal oppløsning av dataene er ned til ca. 80 m. Dette gjør at anomalier som forekommer under 80 m dyp skal tolkes med forsiktighet. Under inverteringsprosessen av dataene dannes det også kunstige effekter i dypet, som økende bredde av sonene mot dypet, og hvor to eller flere soner krysser, vil dette gi et større område med lave resistivitetsverdier enn omkring en enkelt sone. Modellering gjort av Reiser et al. (2009) viser at 2D resistivitetsmetoden krever en viss kontrast i motstand, og overdekke, spesielt leire, kan begrense kartlegging av grunnen. Avvik mellom soner indikert på profilet og hvor sonene forekommer i tunnelen kan forklares med at profilet ikke følger tunneltraséen 100 % samt at sonene ofte fremkommer steilere i 2D resistivitetsprofilet enn de forekommer i naturen.

6.2. AMAGER-metoden

AMAGER-metoden som er brukt til å fremstille "Aktsomhetskart for tunnelplanlegging" er en "ny" anvendelse av "gamle" metoder (Olesen et al. 2007). Dette er et kart som gir informasjon om potensielt problematiske soner, som bør følges opp med detaljkartlegging. Et slikt eksempel er Hanekleivtunnelen, hvor sonen som forårsaket ras i tunnelen er markert på dette kartet (Rønning et al. 2009b). Holmestrandområdet viser mange soner som har sannsynlig eller mulig dypforvitring, hvor oppfølgende undersøkelser kan vise omfanget av fjell med dårlig kvalitet.

7. KONKLUSJONER

Nedenfor er de anvendte geofysiske metodene sammenlignet, hvor AMAGER-metoden indikerer problemsoner og kan påvise om leire forekommer i sonen mens VLF kun kan indikere soner. Seismikk kan påvise soner og angi bredden på dem mens resistivitetsmetoden kan indikere soner, angi bredden, dypet og fallet på sonene. Dersom sonene ligger under marin leire, er refraksjonsseismikk og Amager de eneste metoder som kan påvisning svakhetssoner. Resistivitetsmetoden er mer kostnadseffektiv sammenlignet med mer tradisjonelle metoder.

NGU har foreslått en tolkningsmodell for resistivitetsdata hvor verdier ≥ 3000 Ωm indikerer godt fjell, 3000 – 500 Ωm indikerer sprekkesoner med vanninnhold, mens ≤ 500 Ωm indikerer sprekkesoner med leire som kan gi ustabilt fjell. Metoden er testet på flere soner under forskjellige geologiske betingelser, og så langt ser alt ut til å stemme. Flere studier viser meget

god korrelasjon mellom svakhetssoner identifisert i 2D resistivitetsprofil og svakhetssoner kartlegging av på overflaten og samt soner kartlagt i tunnelen.

Tabell 1. Sammenligning av geofysiske metoder brukt i forbindelse med tunnelundersøkelser og deres egenskaper.

Metode	Lokalisering generelt	Lokalisering under marin leire	Sonens bredde	Sonens fall	Sonens dyptgående	Påvising av leire	Ressurs-bruk
AMAGER	+	+/-	-	-	-	+	+++
VLF-EM	+	-	-	-	-	-	++
Refr.Seism.	+	+	+	-	-	+	-
Resistivitet	+	-	+	+	+	+	+

Takk til:

Takk til Statens vegvesen, Vegdirektoratet og Jernbaneverket for godt samarbeid.

Referanser

Askvik, H. & Rokoengen, K., 1985. "Berggrunnsgeologisk kart KRISTIANSUND, M. 1:250 000". Norges geologiske undersøkelse.

Bryhni, I., Austrheim, H., Bjørnstad, B., Kullerud, L. & Reksten, K., 1990. "Berggrunnskart TINGVOLL 1320 I, 1:50 000", foreløpig utgave. Norges geologiske undersøkelse.

Dahlin, T., 1993. "On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications". Dr. Thesis, Department of Engineering Geology, Lund Institute of Technology, Lund University. ISBN 91-628-1032-4, 1993.

Dalsegg, E., Saintot, A. og Ganerød, G.V., 2010. "Geofysiske og geologiske undersøkelser i forbindelse med Eikrem tunneltrase, Rv 70 Øydegard-Brunneset, Tingvoll, Møre og Romsdal". NGU rapport 2010.006.

Ganerød, G. V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B. & Braathen, A., 2006. "Comparison of geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in a section of

the Viggja road tunnel, Norway". Bull. Eng. Geol. Env. 65: 231 – 243. ISSN: 1435-9529 (Paper) 1435-9537 (Online).

Ganerød, G.V., Dalsegg, E. og Rønning, J.S., 2009. "2D resistivitetsmålinger langs den planlagte Holm-Holmestrand-Nykirke jernbanetunnel". NGU rapport 2009.068.

Loke. M.H. 2007: "RES2INV ver. 3.56. Geoelectrical Imaging 2D & 3D". Instruction manual, 2007 www.geoelectrical.com.

Olesen. O., 2006. "Aktsomhetskart for tunnelplanlegging, sentrale Østland, geofysisk tolking av tropisk dypforvitring". Målestokk 1: 100.000. Norges geologiske undersøkelse, Trondheim.

Olesen, O., Dehls, J.F., Ebbing, Henriksen, H., Kihle, O. & Lundin, E., 2007. "Aeromagnetic mapping of deep-weathered fracture zones in the Oslo Region – a new tool for improved planning of tunnels". Norwegian Journal of Geology 87, pp. 253 – 287.

Palmstrøm A. & Nilsen B., 2003. "Miljø- og Samfunnstjenlige tunneler. Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg". Statens vegvesen, Publikasjon 101.

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G. & Rønning, J.S. 2009. "Resistivity Modelling of fracture zones and horizontal layers in bedrock". NGU Report 2009.070, pp. 1-120. http://www.ngu.no/no/hm/Publikasjoner/Rapporter/2009/

Reynolds, J.M. 1997. "An Introduction to Engineering and Environmental Geophysics". Wiley & Sons, UK.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., 2001. "Tunnelprosjektet. Geofysiske målinger ved Langvatnet, Lunner, Oppland". NGU rapport 2001.090. s 1-22.

Rønning, J.S. 2003. "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser". Statens vegvesen, Publikasjon 102.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H. & Storrø, G., 2003. "Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity". 9th EEGS European Meeting, Prague, August 31 – September 4 2003. Extended Abstract: Proceedings P005.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Heincke, B.H., 2009a. "Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity". Proceedings from 5th Seminar on Strait Crossings, Trondheim, June 21 – 24 2009, p. 439 - 444 (SINTEF/NTNU).

Rønning, J. S., Dalsegg, E, Heincke, B, Olesen, O, Tønnesen, J. F., 2009b. "Geofysiske målinger over tunneler ved Hanekleiv, Ravneheia og Vadfoss". Norges geologiske undersøkelse, NGU-rapport 2009.040. 33 s.

Ødegaard, H., 2006. "Evaluering av 2D resistivitet og digitale terrengmodeller for planlegging av undergrunnsprosjekt". Masteroppgave i geologi, Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

LiDAR data; fremtidens verktøy for dokumentasjon i undergrunnsanlegg?

LiDAR data; a documentation tool for the future?

Cand. Scient. Geologi Elin K Morgan, NGI, Norge

1. SAMMENDRAG

Gjennom to ulike FoU prosjekter har NGI utviklet et verktøy for dokumentasjon og verifisering av bergmasse og sikring i tunneler under driving. Ved hjelp av eksisterende teknologi og programvare er LiDAR data benyttet for å lage komplette 3D modeller av tunnelrommet, og modellen kan igjen benyttes til bl.a. ingeniørgeologiske betraktninger samt gi informasjon til både entreprenør og byggherre til bruk i både drivefasen og under mengdeoppgjør. Metoden og teknologien avhenger av tolkning av data og modeller samt vurdering av optimale og praktiske løsninger, som kun fagfolk er kvalifiserte til å foreta.

Ved modellering av LiDAR data har NGI lykkes med å dokumentere ingeniørgeologiske forhold av bergmassen som oppsprekkingsgrad, sprekkeorientering, blokkstørrelse og sprekketetthet, identifisere bergartsvariasjon og intrusjoner, hente ut tverrprofiler og areal av utsprengt tunnel, vurdere teoretisk tunnelprofil mot bygget profil (as-built), utføre volumberegning av utsprengt masse, visualisere tykkelsesvariasjon av påført sprøytebetong, gi et estimat på storskala ruhet av det utsprengte profilet for volumberegning av påført sprøytebetong, identifisere vanninnsig og små lekkasjer, samt angi boltetetthet og dekningsareal av hver enkelt bolt.

3D laserskanning har vist å ha et formidabelt potensial som verktøy i tunnelbygging, ikke bare for å dokumentere arbeidet som utføres under selve byggingen, men også for å lette beslutninger og dempe eventuelle konflikter ved uoverensstemmelser vedrørende utførte sikringstiltak og vurdering av økte mengder sikring.

1. SUMMARY

NGI has developed a “state of the art” tool for documentation and verification of the rock mass and rock support in tunnels and underground spaces through two different research projects. LiDAR data has been utilized with off-the-shelf technology and processing tools to create 3D models of the underground opening, facilitating engineering geological considerations and providing information for both owner and contractor during construction.

The successful modeling of LiDAR data has been used to verify engineering geological aspects such as degree of fracturing, orientation of fractures, block size and fracture density, identify variation in lithology, extract tunnel profiles, area and volume of a blast round, compare the theoretical tunnel profile to “as built” profile, display thickness variations of sprayed concrete, estimate large scale roughness of the tunnel profile used for volume estimations of applied sprayed concrete, identify inflow of water, and to determine the density of bolt spacing and the cover area of every single rock bolt.

3D laser scanning has proven to exhibit a formidable potential as a tool for tunnel construction, not only to document and verify construction work but also to ease decisions and reduce discrepancies regarding “as-built” tunnel design.

2. INNLEDNING OG BAKGRUNN

Som følge av behovet for å utvikle nye metoder for å bygge sikrere og mer økonomiske vei – og jernbanetunneler i Norge har NGI siden 2007 utviklet ideer og konsepter til nettopp dette formålet gjennom FoU-prosjektetene ”Tunnel stability; documentation and verification” og ”SIP12: en mulighetsstudie for bruk innen fjernanalyse”. Begge prosjekter tar for seg potensielt ny teknologi for å forbedre metoder for registrering og stabilitetsvurdering ved bygging av tunnel- og undergrunnsanlegg, stabilitetsvurderinger av bergmasser i forbindelse med skjæringer, fundamenter under bygg og bruer. Metoden kan brukes til forundersøkelser, til dokumentasjon og verifisering av bergmassen under bygging, og til automatisk overvåkning av ferdig bygget tunnel. Metoden baseres på videreutvikling av eksisterende teknologi og programvare, og er et verktøy for dokumentasjon og verifisering av bergmassens egenskaper og sikring etter hvert som et undergrunnsanlegg drives.

I hovedsak er det to utfordringer knyttet til identifisering, klassifisering, overvåkning og reduksjon av den potensielle faren av et ustabilt berg gjennom tradisjonelle vurderingssystemer. Den første utfordringen er knyttet til direkte eksponering av fagfolk til risikoområdet. Den andre er knyttet til fagpersonens tilbøyelighet til å subjektivt vurdere bergforholdene. Subjektiviteten er avhengig av kompetansenivået hos fagpersonen og til hvilket vurderingssystem som benyttes. Dersom digitale 3D teknikker, slik som LiDAR, inkorporeres i vurderingssystemet, kan begge utfordringene reduseres *(Lato et al., 2010b)*.

3. LiDAR

LiDAR (Light Detection and Ranging) er en betegnelse på en teknologi innen fjernanalyse og er i prinsippet en optisk metode for måling av spredt lys for å bestemme avstand og annen informasjon av et objekt over en avstand. LiDAR teknologi benytter 3D laserskanning som innhenter måledata fra et skannet objekt som en punktsky, og punktskyen kan igjen brukes til å lage en nøyaktig modell av overflaten som skannes, uavhengig av om skannedataene er hentet fra fly, fra landbaserte kjøretøyer eller fra stasjonære, bakkebaserte skannere.

I forhold til tradisjonelt utstyr benyttet til landmåling er LiDAR laserskanning en betydelig raskere metode og kan, i motsetning til enkeltstående målinger, gi en komplett 3D modell av skanneobjektet. 3D modellen kan igjen benyttes til bl.a. ingeniørgeologiske betraktninger samt gi informasjon til både entreprenør og byggherre til bruk i både drivefasen og under mengdeoppgjør. Tradisjonell landmåling på sin side har i mange tilfeller mindre usikkerhet knyttet til hvert enkelt innmålt punkt og vil kunne benyttes for å koble 3D modellen til et globalt koordinatsystem.

Det er i prinsipp to ulike typer teknologi for bakkebasert LiDAR. Den ene baseres på faseendring i laserpulsens bølgelengde mens den andre baseres på tiden det tar for den utsendte og reflekterte pulsen å nå mottakeren i skanneren. Disse kalles henholdsvis ”phase shift” baserte skannere og ”time of flight” baserte skannere. ”Phase shift” eller fasebaserte

skannere har kort rekkevidde (0,5 - 200 m) mens "time of flight" skannere brukes for distanser mellom 3 – ca. 2000 m.

3.1 Punktskyer

LiDAR belager seg på to sett med målinger for å generere en sky av punkter med kjent lokalitet i forhold til skanneren. Først må posisjonen av laseren og laserens retning være kjent for hver måling. Hvert målepunkt registreres i et sfærisk koordinatsystem der kilden (skanneren) er sentrum og vektoren til laseren som sendes ut har vinkler φ=0º og θ=0º til henholdsvis vertikal og horisontalplanet *(Oberle, 2009)*. Alle punkter som skannes assosieres med φ og θ og avstanden r mellom kilden og skanneobjektet.

Sfæriske koordinater beskriver ethvert punkt i punktskyen med tredimensjonale koordinater relativt til skanneren. Likevel oversetter skanneren de sfæriske koordinatene til et kartesisk koordinatsystem ved hjelp av X, Y og Z vektordata for lengde, bredde og høyde, i tillegg til en intensitetsfaktor *i (Oberle, 2009)*. Innenfor skannerens lokale koordinatsystem er hvert enkelt punkt nøye kalkulert. Punktskyen er dermed relativt plassert i forhold til skanneren og horisontalplanet. Deretter må avstanden til det man skal måle fastsettes. Det er to tilnærmingsmåter til avstandsberegning; time-of-flight og phase-shift av lyspulsen.

Rekkevidden i de ulike skannertypene avhenger av lysets bølgelengde og styrken på signalet som sendes ut, men også på reflektiviteten av materialet som skannes. Reflektiviteten av det som skannes måles ut ifra intensiteten (i) av retursignalet og hvor mye av det opprinnelige signalet som returneres. Lyse flater reflekterer mer enn mørke flater, og tørre flater reflekterer mer enn våre. I vann og snø absorberes laserstrålen og gir ikke retursignaler.

3.2 Time-of-flight baserte laserskannere

Time-of-flight skannere sender laserpulsen, venter, og måler tiden det tar å få retur av det utsendte signalet. En avstand kan beregnes med bakgrunn i toveis gangtid av signalet (lysets hastighet) og nøyaktig tidtagning.

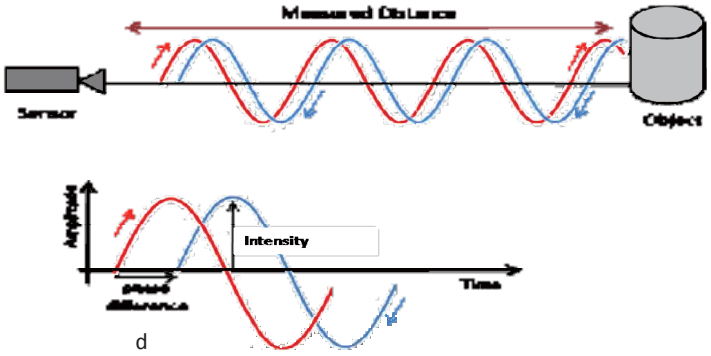
$$d = \frac{1}{2} c \qquad [1]$$

der d er avstanden fra sensoren og til objektet, c er lysets hastighet, og Δt er endringen i tid mellom utsendelse og mottak *(Amman et al., 2001)*.

Lystes hastighet er kjent og tiden det tar signalet å reise tur/retur skanneobjektet spesifiserer dermed en distanse. Time-of-flight skannere skanner et punkt av gangen innenfor sitt angitte synsfelt, og de fleste systemer måler i gjennomsnitt 5,000~10,000 punkter i sekundet. Nøyaktigheten av en time-of-flight 3D laserskanner beror på hvor nøyaktig toveis gangtid kan måles. Den største fordelen med denne typen skannere er deres evne til å måle punkter i avstander opp mot 2 km.

3.3 Fasebaserte laserskannere

I en fasebasert laserskanner sendes laserpulsen ut fra en sentral kilde, reflekteres med en faseendring i laserens bølgelengde, og registreres i en mottager i skanneren. Faseendringen i bølgelengden tilsvarer en forskyvning, og det er lengden på denne forskyvningen som måles (se figur 1 for illustrasjon). Tvetydighet i plassering av forskyvningen, om den opptrer innenfor samme bølgelengde eller ikke, løses ved å sende ut ulike bølgelengder samtidig. Det er denne prosessen som skaper mer støy ved mottak enn med "time-of-flight" teknologi.



Figur 3.1. Prinsipp bak faseforskyvning i laserpuls ved retur til motager i skanneren (Amman et al., 2001).

$$d = \frac{1}{2} \, c \frac{\Delta\Phi}{2\pi} \qquad [2]$$

der d er avstanden fra sensoren og til objektet, c er lysets hastighet, $\Delta\varphi$ er faseforskyvningen mellom det mottatte signalet og det konstante utsendte signalet, og f er frekvensen på det utsendte signalet.

$$\Delta\varphi = 2\pi f \Delta t \qquad [3]$$

der Δt er endringen i tid mellom utsendelse og mottak.

3.4 Skyggeeffekt og siktelinje

Skanneren kan bare se det du selv kan se, og skygger må unngås eller tas hensyn til ved å skanne samme objekt fra ulike vinkler og plasseringer. I undergrunnsanlegg vil tunnel- eller hallprofilet vise varierende grad av storskala ruhet, noe som medfører økt blokkering av skannerens synsfelt. Med bakgrunn i dette vil det være hensiktsmessig å skanne fra både høyre og venstre side av profilet. Ideelt vil skyggeeffekten videre reduseres ved å plassere skanneren i to ulike høyder relativ til sålen.

3.5 Presisjon og nøyaktighet

Det skilles mellom laserskannerens evne til å måle punkter fra et objekt i en punktsky, definert som punktoppløsning, og hvilken med hvilken presisjon vi kan hente målepunktene i punktskyen. I mange tilfeller vil instrumentet kunne måle flere punkter enn det som kan prosesseres og benyttes til modelleringen. Punktavstanden er oppgitt som $\pm\, 0{,}009^{\circ}$ (horizontal and vertical angular resolution / step size), og avstanden mellom punktene som skannes vil variere med avstand fra lyskilden. Tettheten av punktskyen som hentes inn varierer derfor med ulik oppløsning, i hvilken avstand objektet er fra skanneren og med hvilken reduksjonsgrad en ønsker å visualisere dataene med. Punktettheten kan derfor typisk variere mellom 2 mm og 7 cm avhengig av skannertype.

Punktet der laseren treffer skanneobjektet refereres til som ”spot size” eller ”laser foot print”. I ”time of flight” skannere knyttes det en del usikkerhet opp mot nøyaktigheten av plasseringen av laserstrålens senter innenfor arealet av laserens ”foot print” *(Teza et al., 2007)*. Dersom skanneobjektet er relativt nære både kilde og mottager minimeres unøyaktigheter knyttet til størrelsen på punktet der laserstrålen treffer objektet. Desto lenger avstand det er fra skanner til objekt eller jo større ruhet det er på objektet som skannes, desto større unøyaktighet. Det er praktisk mulig å oppnå en punkttetthet på ca 2 mm ved 25 m, men i mange tilfeller vil det være laserens ”foot print” som bestemmer nøyaktigheten, spesielt dersom denne er større enn punktavstanden. For alle flater der laseren treffer med en vinkel mindre enn 90° vil nøyaktigheten av retursignalet minke.

Nøyaktighet i avstandsangivelsen av et punkt (range accuracy) kan eksempelvis opplyses til å være $\pm$ 2mm ved 25 m med 90 % reflektivitet, mens det i horisontal- og vertikalangivelsen av et punkt er avhengig av laserens ”spot size” og med hvilken vinkel laserstrålen treffer skanneobjektet *(Buckley et al., 2008)*. I tillegg vil nøyaktigheten reduseres når punktskyen trianguleres (meshes). Dette er fordi det interpoleres mellom målepunktene, og interpolasjonen i seg selv har en usikkerhet eller et standardavvik.

4. LiDAR I TUNNELER OG UNDERGRUNNSANLEGG

Det har vært et mål å bruke LiDAR data til å bestemme bergets oppsprekkingsgrad, sprekkeorientering, blokkstørrelse og sprekketetthet, identifisering av bergartsvariasjon og intrusjoner, hente ut tverrprofiler og areal av utsprengt tunnel, vurdere teoretisk tunnelprofil mot bygget profil (as built), foreta volumberegning av utsprengt masse, bestemme tykkelsesvariasjon av påført sprøytebetong, anslå storskala ruhet av det utsprengte profilet for volumberegning av påført sprøytebetong, og identifisere vanninnsig og små lekkasjer, samt dokumentere boltetetthet og dekningsareal av hver enkelt bolt. Det har vist seg at LiDAR verktøyet egner seg godt for å hente ovennevnt informasjon. Eksempler vises i kommende avsnitt.

Gjennom begge FoU prosjektene ved NGI har det bl.a. blitt fokusert på ulike aspekter av dokumentasjon og innhenting av data under drivefasen av et tunnelanlegg. I tillegg er det undersøkt potensielle bruksområder innen stabilitetsvurdering av skjæringer og fjellsider, setningsproblematikk i byggegroper og fyllingsdammer, og fundamentstabilitet av både bruer og bygg. Data fra Lørentunnelen i Oslo, skjæringer og fjellsider i Troms og Telemark,

Svartevannsdammen i Aust-Agder, Gøteborgbrua i Sverige og ulike eiendomsprosjekter i Oslo er benyttet til prosessering.
Hensikten med FoU-arbeidet har vært å finne optimale fremgangsmåter for innhenting av data, og å undersøke hvor raskt og smidig arbeidsprosessene kunne gjennomføres. Det skal presiseres at det på ingen måte er en ambisjon å erstatte ingeniørgeologens eller erfarne fjellfolks kompetanse og kjennskap til bergmassen de opererer i, men metoden kan anses som et verktøy for å bygge tryggere tunneler og bergrom. Metoden og teknologien avhenger av tolkning av data og modeller samt vurdering av optimale og praktiske løsninger som kun fagfolk er kvalifiserte til å foreta.

4.1 Potensielle bruksområder

Ingeniørgeologiske anvendelser av LiDAR data knyttes oftest til bakkebaserte systemer. Grunnen til dette er detaljeringsgraden som kreves innen faget for å gjøre stabilitetsvurderinger og for å nyttiggjøre LiDAR som et dokumentasjonsverktøy.

I moderne driving av tunnel og undergrunnsanlegg for samferdsel er det fra byggherrens side ønsket at ingeniørgeologen samler data vedrørende generell geologi, antall sprekkesett og avstanden mellom dem, sprekkefyllingsmateriale, blokkstørrelse, ruhet og orientering av sprekkeplan, arbeidssikring og utførelse av injeksjonsarbeider osv for hver salve. Det tas ofte foto av stuffen etter salve, spesielt i soner som krever spesiell oppmerksomhet. Dataene bearbeides på kontoret og tunnelkartlegging overføres fra håndtegnede papirnotater til et elektronisk lagringssystem.

Entreprenøren på sin side ønsker bl.a. informasjon om volum og tykkelse av påført sprøytebetong og fordeling av denne for å tilfredsstille et minimumskrav stilt i kontrakten. Volum av utsprengt masse og boltetetthet vil også være av interesse. Det er krav til at massebalansen av både utsprengt berg og påført sprøytebetong skal dokumenteres sammen med antall bergbolter og annen sikring.

Gjennom modellering av LiDAR data har NGI lykkes med å:

- dokumentere ingeniørgeologiske forhold av bergmassen som oppsprekkingsgrad, sprekkeorientering, blokkstørrelse og sprekketetthet
- identifisere av bergartsvariasjon og intrusjoner
- hente ut tverrprofiler og areal av utsprengt tunnel
- vurdere teoretisk tunnelprofil mot bygget profil (as built)
- utføre volumberegning av utsprengt masse
- visualisere tykkelsesvariasjon av påført sprøytebetong
- gi et estimat på storskala ruhet av det utsprengte profilet for volumberegning av påført sprøytebetong
- identifisere vanninnsig og små lekkasjer
- angi boltetetthet og dekningsareal av hver enkelt bolt

Modellen kan på dette grunnlaget potensielt brukes til flere formål både fra entreprenørens og byggherrens side. Ingeniørgeologiske observasjoner forsterkes og dokumenteres, og er dermed i bedre overensstemmelse med Eurokode 7.

Bruk av LiDAR data gir i mange tilfeller økt sikkerhet for ingeniørgeologen. Verdifull informasjon kan hentes selv om personell er i sikre omgivelser. Resultater kan verifiseres, repeteres, korrigeres og endres. Modellen er i seg selv dokumentasjon av tunnelens tilstand ved skannetidspunktet. Ettersom man kan sette seg ned med modellen på kontoret og i fred og ro gjøre sin faglige vurdering, kan man hente orienteringsdata uavhengig av entreprenørens drivesyklus. Feilvurderinger eller unøyaktige målinger kan rettes opp uten å måtte ta hensyn til om den aktuelle salven er dekket med sprøytebetong eller ikke. Data kan overføres og integreres med CAD og GIS. Sammenligninger med teoretisk profil og volumberegning av risikoområder kan gjøres uten større besvær.

Modelldata vil også kunne benyttes til å minke uoverensstemmelser mellom partene ved mengdeoppgjør og lette vurderingen av tilleggssikring eller behov for permanentsikring.

4.2 Datainnsamling i praksis

Det ble avdekket enkelte praktiske utfordringer ved innsamling av data fra tunnel. Noen utfordringer har vært knyttet til selve drivingen og entreprenørens rutiner, mens andre er knyttet til aspektet ved å ta med høyteknologisk utstyr inn i et tunnelmiljø under driving.

For å unngå upresise modeller er det er viktig at laserskanning skjer etter at berget er ferdig rensket. Dette medfører at skanningen bør skje både før og etter påføring av sprøytebetong.

Et høyteknologisk instrument slik som en LiDAR skanner er foreløpig ikke produsert for å brukes i tunnelmiljø, og krever at operatøren er fokusert på plassering av skanneren i forhold til slam, kjemikalier og vanndrypp. For å oppnå best mulige data er det naturlig å tilstrebe å sette opp skanneren så nære tunnelstuffen som mulig, uten å gå på akkord med sikkerheten.

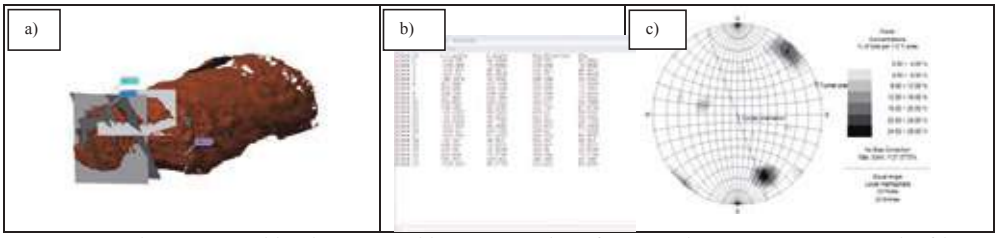
Den største praktiske utfordringen har likevel vært å koordinatfeste dataene til verden utenfor tunnelen. I skrivende stund er ikke modellene av Lørentunnelen koordinatfestet til UTM systemet. Det er likevel ikke noe i veien for å sette sammen data som ikke er koordinatfestet og likevel oppnå en fullverdig 3D modell av skanneobjektet. Hindringene med manglende koordinatfesting av modellene er omgått med løsninger i prosesseringsverktøyet.

4.3 Sprekkeorientering

Stabilitetsberegninger baseres bl. a. på orienteringsdata av sprekker og svakhetssoner kartlagt på stuff. På klassisk vis må ingeniørgeologen bruke kompass og få tilgang til sprekkeplan i tunnelprofilet for å kunne foreta nøyaktige beregninger. Dersom kompasset ikke blir forstyrret av anleggsmaskiner og installasjoner vil det være riktig å anta at det samles i underkant av 10 sprekkemålinger pr. salve. Ofte gir kompasset unøyaktig gradanvisning grunnet nærhet til maskineri, og ingeniørgeologen angir orientering av sprekkeplan og planets fall direkte i kartleggingen. Dersom orienteringsdataene skal brukes i stabilitetsberegninger med stereonett i etterkant, må orienteringsdata tilbakeberegnes fra kartleggingen.

Gjennom 3D laserskanning av tunnelprofilet etter manuell rensk skannes samtlige sprekkeplan større enn en viss horisontal og vertikal vinkel til skanneren *(Lato et al., 2010a)*. Sprekkeplan med orientering nær parallell laserens retning vil ikke bli representert like godt i datasettet som sprekkeplan med vinkelrett orientering. Ettersom tunnelaksen eller bergrommet har en orientering i forhold til nord så kan modellen orienteres etter samme akse. I prosjekter der modellene er koordinatfestet til for eksempel UTM koordinater, orienteres modellen automatisk.

Når modellen er orientert i forhold til nord kan det med relativt enkle metoder gjøres en vurdering av stabilitet med bakgrunn i orienteringsdata av sprekkeplan og svakhetssoner. Orienteringsinformasjon hentes digitalt i modellen. Svakhetsplan identifiseres visuelt ved at et teoretisk plan tilpasses sprekkeplanet. Dette kan gjøres på flere måter, men i de fleste tilfeller markerer vi tre eller flere punkter som er en del av sprekkeplanet og ber om at det teoretiske planet inkluderer disse. Til dette brukes planets normalvektor. Normalvektoren til planet er angitt med X- Y- og Z-koordinater etter skannerens lokale system. Omregning av disse lokale koordinatene til orienteringsdata gjøres via en spesialskrevet makro. Orienteringsdata oppgis som ”dip” og ”dip-direction”. Denne prosessen gjentas for alle sprekkeplan man ønsker å identifisere. Dersom ønskelig kan flere titalls sprekkeplan registreres. ”Dip” og ”dip-direction” data eksporteres som en tekstfil. Tekstfilen kan importeres i for eksempel RocScience DIPS. Arbeidsflyt for denne prosessen er vist med eksempler i figur 4.1 a, b, og c.



Figur 4.1 a, b og c. Sprekkeplan og svakhetssoner identifiseres, eksporteres som en tekstfil, og importeres i RocScience DIPS.

4.4 Teoretisk og ”as built” tunnelprofil

Det teoretiske tunnelprofilet hentet fra CAD-modellen knyttet til prosjektet kan sammenlignes med modellen generert fra skannedata. Ved å sammenligne disse to vil utfall og eller innstikkende knøler kunne oppdages, og resultatene kan presenteres i et feilfordelingskart. Dette feilfordelingskartet kan angi ulike tykkelser og gir dermed et klart bilde av dybden på utfallet eller høyden på knølen. Volum av utsprengt masse kan beregnes og det faktiske arealet av salven kan brukes videre i beregning av påført mengde sprøytebetong.

4.5 Tykkelse av påført sprøytebetong

I nær alle store samferdselsprosjekter innholder kontrakten bruk av sprøytebetong til både arbeidssikring og permanentsikring. Statens vegvesen opererer med minimum gjennomsnittlig sprøytebetongtykkelse på 80 mm. Det er likevel knyttet en del usikkerhet til om dette kravet faktisk er oppnådd i en del tilfeller, og beregninger med entreprenørens oppgitte

mengdebruk og arealet av den sprøytede flaten gjøres i etterkant. Ruhetsfaktor og prelletap vurderes med erfaring, og justeres etter skjønn med varierende blokkighet av bergmasseen. Med jevne mellomrom bores det ut kjerner for å kontrollere både tykkelse og kvalitet.

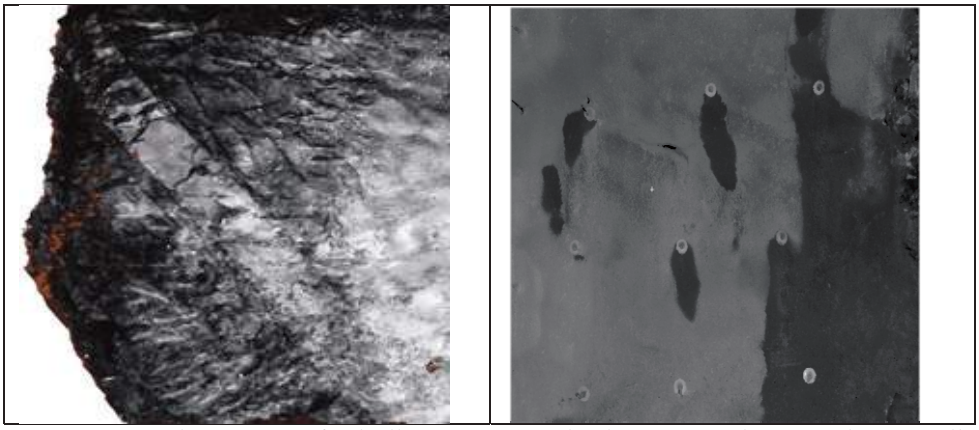
Ved bruk av modellerte 3D skannedata fra tunnelsalven før og etter påført sprøytebetong kan tykkelse og distribusjon av sprøytebetongen visualiseres. Spesialtilpasset mengdeskala og tilhørende feilfordelingskart eller tykkelseskart gir god oversikt over områder med både overtykkelse og tynn dekning. Bruk av et slikt tykkelseskart forenkler vurdering og kontroll av sikringsutførelsen slik at sikringen kan utføres etter hensikten, og letter samtidig arbeidet med å påføre ny sprøytebetong i områder med manglende tykkelse. I storblokkig berg med fare for utfall av blokker, for eksempel grunnet ugunstig sprekke-orientering i bergmassen, vil 3D modellen i kombinasjon med et slikt tykkelseskart kunne legges til grunn for berettigelse av økt mengdebruk.

En avsluttet masteroppgave knyttet til forskningsprosjektene har bl.a. vurdert sprøytebetongmengder hentet fra 3D modellen opp mot entreprenørens oppgitte betongbruk ved hjelp av den storskala ruhetsfaktoren som benyttes i beregning av sprøytebetongmengder, slik at erfaringsmessige tall kan erstattes av reelle verdier. Studien benytter reelle verdier for profillengden og arealet av utsprengt berg, og viser stor nytteverdi ved dokumentasjon av faktiske ruhetsfaktorer for vurdering av mengdebruk *(Haugland, 2010)*.

4.6 Intensitetsdata

Selv om bergets geologi og forvitringsgrad ikke kan kartlegges eller vurderes med LiDAR data alene på nåværende tidspunkt, vil tetthetsforskjeller i bergmassen kunne oppdages. For eksempel vil syenittporfyren i figur 4.2a reflekteres med høyere intensitetsverdier enn sideberget og blir dermed synlig i modellen. Figur 4.2a viser intrusjon av en syenittporfyr i kalkholdig leirskifer.

Fuktige områder og små innlekkasjer vil også kunne oppdages, som vist i figur 4.2b. Ved større innlekkasjer og områder der berget er dekket av rennende vann vil vannet absorbere laseren og ikke gi entydige retursignaler.

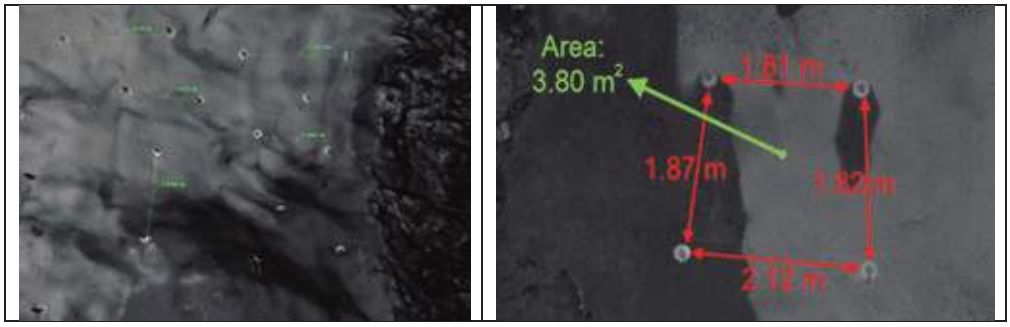


Figur 4.2a og b. Intensitetsforskjeller i retursignalet kan vise endringer i bergart eller avdekke mindre innlekkasjer og vanninnsig.

4.7 Boltetetthet og dekningsareal

I 3D modellen er det mulig å hente ut ulike mål og avstander, bl.a. mellom gjentagende sprekker i et sprekkesett eller mellom bolter i et kontraktsbestemt boltemønster. Dersom sikringsbeskrivelsen anviser senteravstand lik 1,7 m mellom bergbolter kan dette kontrolleres gjennom 3D modellen. Det effektive arealet som boltene virker over vil også kunne hentes ut. (Se figur 4.3 for illustrasjon). I likhet med overstående punkt vil dette være et verktøy for å vurdere om sikringskravet er oppfylt og lette arbeidet med å anvise tilleggssikring dersom det viser seg nødvendig.

Selv om dette i stor grad gjøres via programvaren i boreriggen i dag, ligger det likevel en verdi i at det samme kan gjøres i 3D modellen. Det er en fordel at avstandsdata osv. kan bekreftes fra ulike kilder og er samlet i ett og samme datasett.



Figur 4.3. Eksempel på bolteavstander og dekningsareal.

5. FREMTIDIG ARBEID

Forbedring av tunnelsikkerhet både under bygging og i bruksperioden vil være fokus også for fremtidige FoU-prosjekter ved NGI. 3D laserskanning har vist å ha et formidabelt potensial som verktøy i tunnelbygging, ikke bare for å dokumentere arbeidet som utføres under selve byggingen, men også for å lette beslutninger og dempe eventuelle konflikter ved uoverensstemmelser vedrørende utførte sikringstiltak og vurdering av økte mengder sikring.

Det er naturlig at det gjenstår noe utviklingsarbeid for å kunne implementere denne teknologien i den daglige tunneldriften, ettersom de største utfordringene i dag gjelder ikke bare effektive og hensiktsmessige løsninger for å koordinatfeste modellene, men er også knyttet til tilgjengelighet til stuffen etter rensk og til dataprosessering. I tillegg er det behov for at instrumentet i seg selv gjøres mer egnet for tunnelmiljø uten at dette går på akkord med funksjonaliteten.

6. REFERANSER

Amman et al. (2001):" Laser ranging: a critical review of usual techniques for distance measurement". Optical engineering, 40(1), p10-19.

Buckley, S. J. et al. (2008): "Terrestrial laser scanning in geology: data acquisition, processing and accuracy considerations". Journal of the Geological Society. London 165: 625-638.

Haugland, H (2010): "Terrestrial LiDAR in tunnels under construction". University of Oslo. *Master thesis*.

Lato, M., Diederichs, M. S., and Hutchinson, D. J. (2010a): "Bias correction for view-limited lidar scanning of rock outcrops for structural characterization". Springer-Verlag. 14p.

Lato, M., Diederichs, M. S., and Hutchinson, D. J. (2010b):"Optimizing rock masses for rock fall hazards using LiDAR data: optimizing data collection and processing protocols". *In press*.

Oberle, P. (2009): http://knol.google.com/k/3d-laser-scanner

Teza, G. et al. (2007): "Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach". International Journal of Remote Sensing 28: 16, p 3425-3446.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

RØMNINGSTUNNEL LANGS HOVEDLØPET – ET KONSEPT MED MANGE MULIGHETER

Rescue tunnel in parallel with the main tunnel, a concept with many opportunities

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

SAMMENDRAG

Rømningstunneler vil være en ekstra kostnad for prosjektet. Dersom rømningstunnelen legges parallelt hovedløpet, vil den åpne for mange muligheter i anleggs- og driftsfasen. Nytteverdien av dette må veies opp imot anleggskostnadene. Konseptet er interessant for lange ettløps veg- og jernbanetunneler der avstand til dalsider er lang og især ved undersjøiske tunneler. Med prioritert driving av anleggs-/rømningstunnel kan tverrslag etableres for vekseldrift i hovedløpet, problemsoner forseres og forberedes for driving av hovedløpet. Seksjoner av hovedløpet kan åpnes for veg, VA og andre installasjoner. Dette betyr redusert byggetid. I driftsfasen kan vedlikehold, rehabilitering og oppgradering av hovedtunnelen utføres med mindre ulemper for trafikkavvikling og dessuten med tilfredstillende forhold vedrørende sikkerhet og HMS. Fordeler ved redning og rømming er åpenbar med økt sikkerhet for så vel trafikkanter som redningspersonell. Foruten kabler, ledninger og annet driftsutstyr kan en drifts/rømningstunnel også benyttes til annen infrastruktur, eventuelt mot leie for andre brukere. Bearbeiding og optimalisering av konseptet er nødvendig. Likeledes er en grundigere gjennomgang og analyse av drifts- og levetidskostnader nødvendig for å fremskaffe et totalt bilde av kostnader og besparelser.

SUMMARY

Normally, a rescue tunnel is considered to be an extra cost to the project. However, in addition to the security, a rescue tunnel opens for extra opportunities both during construction as well as in operation of the main tunnel. In particular during excavation of subsea tunnels, the rescue tunnel will serve as transport tunnel during excavation, opening for early access for permanent installations such as road pavement, electrical, ventilation and security installations etc. Furthermore, with an optimal cross section, the construction time of the rescue tunnel might be minimised giving early access to the real challenges and time consuming processes like crossing fault zones and other complex geological features in particular at the fjord bottom. In some cases there might also be possible to reduce the tunnel length and/or tunnel inclination by reducing the rock overburden and accepting more heavy rock support, maybe ground freezing as well. The heavy rock support might be executed from the rescue tunnel removing the time consuming rock support from the critical path on the time schedule for the

project. During the operation of the tunnel the benefits with a rescue tunnel are obvious with respect to logistics, less traffic interruptions and H&S matters for the maintenance personnel - and last, but not least, the security of users and rescue personnel in case of an accident. Further optimising and LCC analysis are required to get the correct answer and picture of the feasibility of the concept.

INNLEDNING

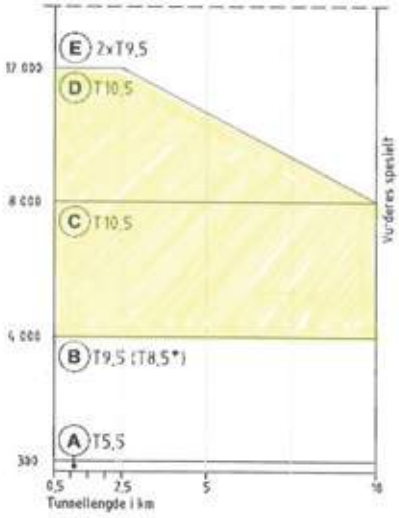
Konseptet er interessant for lange ettløps veg og jernbanetunneler med begrensede eller ingen muligheter for å etablere tverrslag. Dette vil være tilfellet der avstand til dalsiden er stor samt for undersjøiske tunneler.

I disse tilfellene vil det være hensiktsmessig å etablere rømningstunnel parallelt hovedløpet. Rømningstunnelene vil da ha stor nytteverdi i anleggs-, drifts- og vedlikeholdsfasen samt ved oppgradering og rehabilitering.

Rømningstunneler betyr en ekstra kostkostnad i prosjektet. Dersom nytteverdi i drifts- og vedlikeholdsperioden, ved redning og rømming samt muligheter i anleggsperioden utnyttes, kan imidlertid bildet endres.

KRAV TIL RØMNINGSVEGER

Krav til nødutganger i vegtunneler er gitt i håndbok 021 og for jernbanetunneler i sikkerhetsforskrifter. For vegtunneler i klasse C (ÅDT>4000) er det krav om nødutgang for hver 500m dersom tunnelen er lengre enn 500m. Siden tunnelåpningene representerer nødutganger innebærer dette at ekstra nødutgang må etableres dersom tunnelen er lengre enn 1km.



Figur 1 *Tunnelklasser fra Håndbok 021*

Dersom risikoanalyse viser at sikkerheten er akseptabel uten egen nødutgang kan dette aksepteres ved vegtunneler klasse C med lengde opptil 10km. For vegtunneler i klasse D er det krav om nødutgang for hver 500m iht. Håndbok 021.

Tabell 5.1 Tiltak for å sikre minimum sikkerhetsnivå i tunneler

● Krav ○ Vurderes	TUNNELKLASSER						MERKNADER
	A	B	C	D	E	F	
SIKKERHETSTILTAK							
Havarinisjer		●	●	●	●	●	Se kapittel 4 Geometrisk utforming
Snunisjer		●	●	●			Se kapittel 4 Geometrisk utforming
Gangbare tverrforbindelser					●	●	Hver 250. m (se pkt. 4.7)
Nødutganger				●			Krav om enten nødutganger til det fri eller egen rømningstunnel med tverrforbindelser for tunnelklasse D (antall kjøretøy pr kjørefelt > 4000), og for tunneler lengre enn 10 km i tunnelklasse C (jf. 5.1). Avstand hver 500 m (se pkt. 4.7)

Figur 2 Krav til nødutganger (Håndbok 021)

For jernbanetunneler sier forskriftene at avstand mellom nødutganger skal være maksimalt 1000m, dvs. at egen nødutgang skal etableres dersom tunnellengen overstiger 2000m.

Ved gunstige topografiske forhold lar dette seg løse med eget tverrslag. Dersom avstand fra tunnel til dalsider er lang samt for undersjøiske tunneler kan det derimot være problematisk og kostbart å etablere tverrslag. I disse tifeller vil en parallell rømningstunnel være hensiktsmessig.

PARALLELLE RØMNINGSTUNNELER ÅPNER FOR MULIGHETER

Dersom rømningstunnelen legges parallelt hovedløpet åpner dette for store muligheter i både anleggs- og driftsperioden samt ved eventuelle ulykker og redningsaksjoner. Forholdet er belyst i de følgende avsnitt.

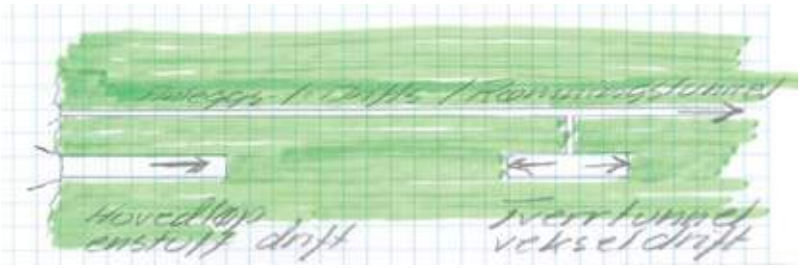
Anleggsperioden

Ved undersjøiske tunneler vil byggetiden være lang med enstuffsdrift fra to sider og til dels omfattende tette- og stabilitetsarbeider undervegs. Ved tunneler på land der avstand til dalsidene er store, vil drivetid for tverrslag ta tid før man kan starte vekseldrift på hovedløpet.

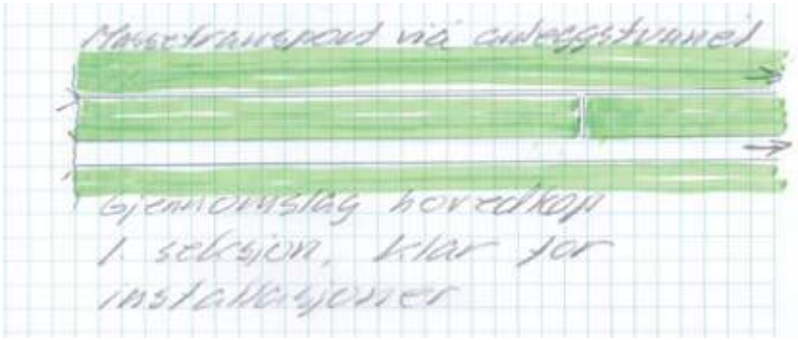
Ved å benytte rømningstunnel som anleggstunnel med høy prioritet og fremdrift vil parallelle rømningstunneler åpne for følgende muligheter i anleggsperioden:

- *Tverrslag fra rømningstunnel til hovedløp åpner for vekseldrift og redusert byggetid (figur 3)*
- *Ved optimalt tverrsnitt kan driving av rømningstunnel til geologiske problemsoner (lekkasje og stabilitet) prioriteres slik at forberedende arbeider som tetting, undersøkelser foran stuff og forsiktig driving med tung sikring kan foretas uten eller med begrenset forsinkelse av hovedløpet (figur 5)*

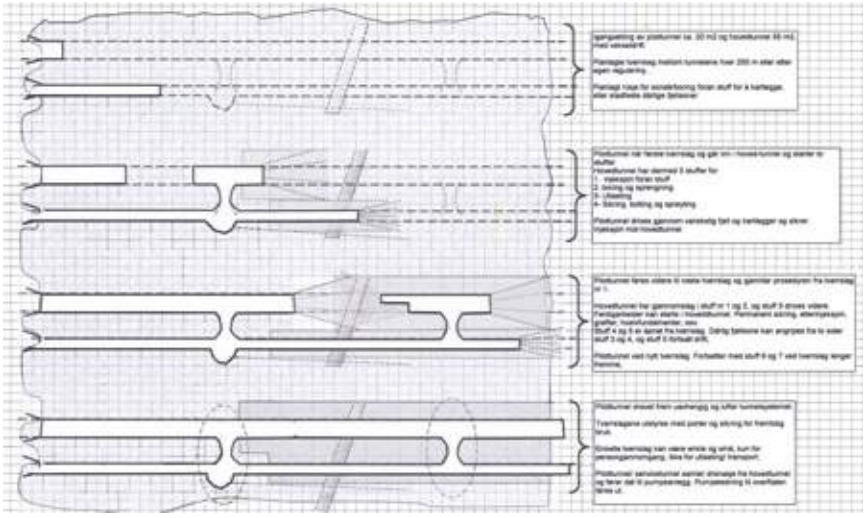
- *Dersom rømningstunnel benyttes som transporttunnel via tverrforbindelser i anleggsperioden kan seksjoner av hovedløpet åpnes for permanente installasjoner, VA, kabelkanaler og rør, vann- og frostsikring etc. (figur 4)*



Figur 3 *Tverrslag for vekseldrift*

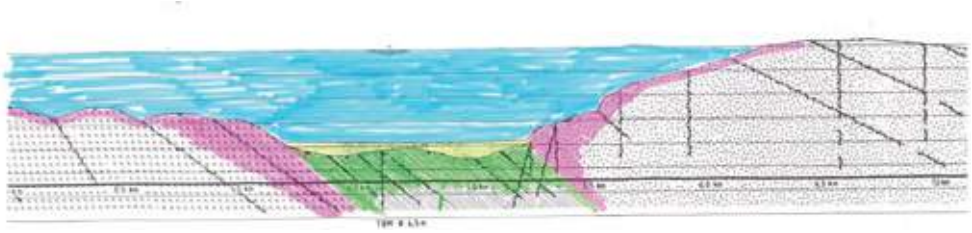


Figur 4 *Seksjonsvis ferdigstillelse av hovedløp for permanente installasjoner*



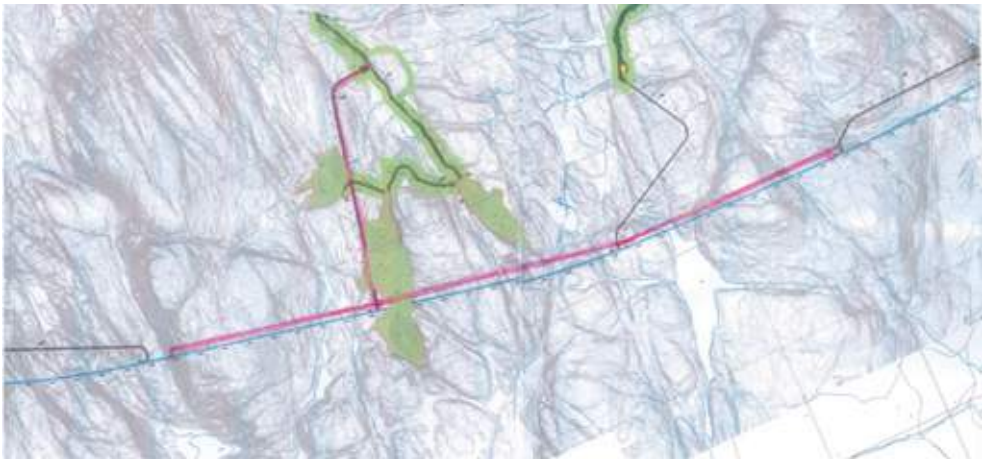
Figur 5 *Prioritert fremdrift på anleggstunnel, pilot gjennom problemsone og forberedelser for hovedløp*

Ett eksempel der egen anleggstunnel ble vurdert er kryssing av Hjeltefjorden med tunnel for olje og gass. Konseptstudien var en del av "Gullpipe Transportation System" og ble utført i 1983 av Grøner AS i oppdrag for Statoil. Ved seismiske undersøkelser var det identifisert en ca. 1km bred lavhastighetssone der også driving med TBM ble vurdert. Det var stor fokus på fremdrift, ferdigstillelse og tilrettelegging for ilandføring av olje og gass til Mongstad. Ved alternativ løsning med egen anleggstunnel var det lagt opp til tverrslagstunneler til hovedtunnel, vekseldrift med massetransport ut anleggstunnelen og seksjonsvis ferdigstillelse av hovedtunnel for permanente installasjoner og legging av rør. Massetransport med transportbånd ble vurdert som aktuell metode.



Figur 2 Profil Hjeltefjorden

I dag planlegges nytt dobbeltspor på Vestfoldbanen med til dels lange tunneler. Ett eksempel ved dette prosjektet er Storberget tunnel med lengde på i alt ca. 4,6km og krav til tverrslag pr. 1km. I utgangspunktet var det lagt opp til fire rømningstunneler ut til dagen hvorav tre av disse skulle benyttes som tverrslag og en som gangbar tunnel. På grunn av topografiske forhold var disse lange og til dels bratte med opptil 20% helning. Ved videre prosjektering er tre av rømningstunnelene dreid parallelt hovedløpet mens ett går ut i dagen og skal benyttes som tverrslag. En har med dett redusert antall adkomstveger i dagen, antall påhugg og portalbygg, og tilhørende kostnader til bygging, drift, vedlikehold og brøyting av adkomstveger. Det er lagt opp til ett hovedriggsområde som også skal benyttes som fremtidig beredskapsplass ved ulykker og redning. Rømningstunnelene følger hovedløpet med liten helning.



Figur 3 Storberget tunnel

Drifts- og Vedlikeholdsperioden, beredskap og rømning

Egen rømningstunnel langs hovedtunnel har opplagte fordeler i drifts og vedlikeholdsperioden samt ved beredskap og rømming. Blant disse kan nevnes:

- *Tilkomst og seksjonering ved vedlikeholdsarbeider*
- *Mulighet for oppgradering iht. nye sikkerhetskrav*
- *Trafikkavvikling ved vedlikehold og rehabilitering*
- *Egen tunnel for kabler og andre servicefunksjoner slik at reparasjon og vedlikehold av disse ikke påvirker trafikkavviklingen*
- *HMS ved vedlikeholdsarbeider og redning*
- *Sikkerhet ved rømming*

Som eksempel, på forhold ved oppgradering og vedlikehold kan nevnes de undersjøiske tunnelene ved Ålesund der stengning av tunneler etter hvert var nødvendig av HMS og trafikksikkerhetsmessige grunner. Tunnelene var stengt i relativt lang tid. Med egen rømningstunnel kunne denne benyttes for seksjonsvis trafikkomlegging under rehabiliteringen.

ANDRE FORHOLD

Det er stadig utvikling i standard og krav til sikkerhet i veg og jernbanetunneler og det er ikke utenkelig at avstand mellom nødutganger må reduseres. Ved parallell rømningstunnel kan kravet imøtekommes.

Som eksempel på EU-krav kan nevnes krav til maksimal stigning på 3%. Dette medfører økt lengde på undersjøiske tunneler der krav til minsteoverdekning er satt til 50m. Dersom denne

kan reduseres til for eksempel 30m vil bruk av anleggstunnel (fremtidig rømningstunnel) kunne legges opp på følgende måte:

- *Anleggstunnel drives med prioritet frem til problemsoner og der overdekningen er mindre enn 50m*
- *Forberedende arbeider, sonderboring og injisering utføres*
- *Pilottunnel drives gjennom problemområde og område med lav overdekning*
- *Hovdløp drives gjennom med supplerende tiltak foran stuff og tung sikring*

Frøyatunnelen og Oslofjordtunnelen er begge eksempler på at kompleks geologi og spesielle forhold er overkommelig spesielt dersom grunnforholdene er kjent, metoder og tiltak er godt forberedt..

Drifts- og rømningstunnelen kan også utnyttes til andre formål, infrastruktur som ledninger, rør og kabler og det kan også tilbys leie for andre aktører.

OPPSUMMERING

Å etablere en rømningstunnel innebærer en ekstra kostnad for prosjektet. Ved optimalisering av tverrsnitt og drivemetoder og optimal utnyttelse i anleggsperioden samt utnyttelse i drifts- og vedlikeholdsperioden, vil nytteverdi av drifts-/rømningstunnelen kunne kompensere for anleggskostnadene. For å få et riktig bilde vil det være nødvendig med en grundig gjennomgang av drifts-, vedlikeholds- og levetidskostnader for prosjektet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

Sivilingeniør Vidar Gjelsvik, NGI
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

BÆREEVNE FLYTEFLATE (BEARING STRENGTH SURFACE) KONSEPT I SEISMISK DIMENSJONERING AV GRUNNE FUNDAMENTER I EC7 OG EC8

Siv.Ing. Farzin Shahrokhi, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Dimensjonering av fundamenter er fremdeles en utfordrende oppgave for jordskjelvgeoteknisk ingeniører, noe som krever kompetanse innenfor jordmekanikk og jorddynamikk, fundamenteringsteknikk, jord–konstruksjonssamvirke og konstruksjonsdynamikk. Denne artikkelen har til hensikt å presentere en samlet vurdering av klassisk bæreevne betraktning mot "Bæreevne flyteflate" konseptet.
Det er presentert den klassiske bæreevne betraktning som grunnstein, og deretter er det introdusert "Bæreevne Flyteflate" konseptet for både statisk tilstand (EC7) og seismisk tilstand oppgitt i EC8. Det er videre diskutert i en viss grad effekten av jordskjelvindusert akselerasjon i å redusere bæreevnen av grunne fundamenter

SUMMARY

Design of foundation is still a challenging task for earthquake geotechnical engineers, which demand skills within soil mechanics, foundation engineering, soil–structure interaction as well as structural dynamics. This article intends to present a joined evaluation of classic bearing capacity against the bearing strength surface concept.
It presents firstly the classic bearing capacity equation as a foundation stone and subsequently it introduces the bearing strength surface concept for both the static state (EC7) and seismic state presented in EC8. It is also discussed to some extend the effect of earthquake induced acceleration to reduce the bearing capacity of shallow foundations.

1 Innledning

Dimensjonering av fundamenter er fremdeles en utfordrende oppgave for jordskjelvgeoteknisk ingeniører. En av de begrunnelsene til forviklingen av problematikken er at det krever kompetanse innenfor jordmekanikk, jorddynamikk, fundamenteringsteknikk, jord–konstruksjonssamvirke og til sist også forståelse av konstruksjonsdynamikk.

Denne artikkelen har til hensikt å presentere en samlet vurdering av klassisk bæreevne betraktning mot bæreevne flyteflate konseptet som er av nyere dato. Motivasjonen har vært å avmystifisere den komplekse likningen av dynamisk bæreevne betraktningen oppgitt i Eurocode 8 del 5.

2 Generell bæreevne formel

Den generelle likningen for beregning av bæreevnen av grunne fundamenter som presentert i grunnleggende jordmekanikk litteratur uttrykkes ved:

$$q_u = c\,\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci}\lambda_{c\alpha}N_c + q\,\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi}\lambda_{q\alpha}N_q + \frac{1}{2}\gamma B\,\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}\lambda_{\gamma\alpha}N_\gamma \quad (1)$$

der: λ_{cs}, λ_{qs}, og $\lambda_{\gamma s}$ er fundamentets formfaktorer
λ_{cd}, λ_{qd}, og $\lambda_{\gamma d}$ er fundamentets dybdefaktorer
λ_{ci}, λ_{qi} og $\lambda_{\gamma i}$ er faktorer for lastens helning
$\lambda_{c\alpha}$, $\lambda_{q\alpha}$, og $\lambda_{\gamma\alpha}$ er faktorer for fundamentsålens helning

En rekke likninger er presentert for beregning av λ faktorer i studiebøker og artikler. Likning 1 er den klassiske metoden for beregning av statisk bæreevne av grunne fundamenter. Den er opprinnelig utviklet for beregning av statisk vertikalbæreevne av fundamenter. Derfor er det en begrensning knyttet til metodikken da effekter av hvordan ulike påvirkninger, dvs. kombinasjonen av vertikallast, horisontallast og moment påvirker bæreevnen. Likningen kan derfor virke som en "black box".

Dypere innsikt kan oppnås ved å introdusere konseptet bæreevne flyteflate, som faktisk representerer alle mulige kombinasjoner av vertikallast, horisontallast og moment som kan forårsake bæreevnebrudd.

3 Eurocode 7 og bæreevne flyteflate

Bæreevneteorien gir oss muligheten til å estimere hvilke kombinasjoner av vertikallast, horisontallast og moment som kan mobilisere den totale skjærstyrken av jorda (motstand) som omgir et fundament. Summen av disse kombinasjonene former et bæreevne flyteflate i rommet. Denne artikkelen har som mål å undersøke dette nærmere.

Det presenteres to bæreevne flyteflater, en for udrenert tilfelle (totalspenning), og en for drenert tilfelle (effektivspenning).

Bæreevne flyteflate fremstilles i et 3D diagram slik at aksene representerer vertikallast (V), horisontallast (H) og moment (M) som er normalisert med hensyn til total senterisk vertikallast som kan påføres til fundamentet, dvs. bæreevnen:

$$\overline{V} = \frac{V}{V_{uo}} \quad , \quad \overline{H} = \frac{H}{V_{uo}} \quad , \quad \overline{M} = \frac{M}{V_{uo}B}$$

Der B er fundamentets bredde.

V_{uo} er total vertikallast som kan påføres til fundamentsåle i fravær av horisontal skjær og moment.

$\overline{V}, \overline{H}$ og $\overline{M}$ er kombinasjoner av normaliserte påvirkninger som forårsaker en bruddgrense tilstand (ULS). Dvs. at lastkombinasjonen befinner seg på flyteflaten, og faktiske viser det koordinatene til et punkt på bæreevne flyteflate.

3.1 Dimensjonløs bæreevne flyteflate for stripefundament ved terreng

For et stripefundament ved terreng over et leirelag som er utsatt for vertikallast, moment and skjær, kan den udrenerte statiske bæreevne flyteflate gis ved likning (2):

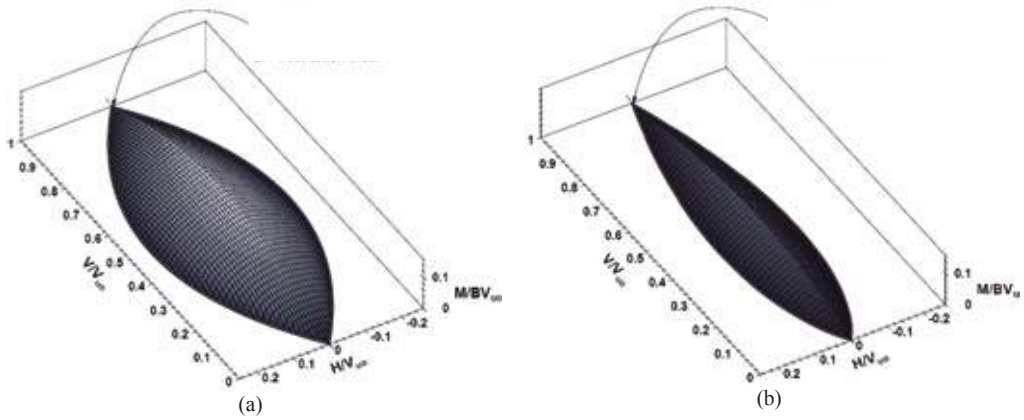
$$f\_EC7_{udrenert}(\bar{V},\bar{H},\bar{M}) = \left[2\bar{V} - \left(1 - \frac{2|\bar{M}|}{\bar{V}}\right)\right]^2 - \left(1 - \frac{2|\bar{M}|}{\bar{V}}\right)^2 + N_c|\bar{H}|\left(1 - \frac{2|\bar{M}|}{\bar{V}}\right) = 0 \quad (2)$$

Illustrasjon av denne flyteflaten er vist i Figur 1(a). For et stripefundament ved terreng over friksjonsmasser utsatt for vertikallast, moment and skjær, er den drenerte statiske bæreevne flyteflate gitt i likning (3), og fremstilt illustrasjonen i Figur 1(b).

$$f\_EC7_{drenert}(\bar{V},\bar{H},\bar{M}) = \bar{V} - \left(1 - \frac{2|\bar{M}|}{\bar{V}}\right)^2 \left(1 - \frac{|\bar{H}|}{\bar{V}}\right)^3 = 0 \quad (3)$$

Se Pender (2010) for utledning av likning (2) og (3).

Sammenligning av diagrammene i Figur 1(a) og 1(b) viser at drenert flyteflate er mye slankere enn udrenert flyteflate. Det bør legges merke til at vertkallasten er gitt kun for positive verdier (trykk), mens skjær og moment kan få både positive og negative verdier. Det er også viktig å legge merke til det at når vertikallasten er liten eller når vertikallasten når V_{uo}, blir kun små verdier av skjær og moment kan tas opp av fundamentet. Mens de største mulige verdiene for skjær og moment finnes når $\bar{V}$er i området 0,5.



Figur 1, Illustrasjon av bæreevne flyteflate for stripefundament ved terreng, a) for udrenert tilstand (kohesjonsmateriale), b) for drenert tilstand (friksjonsmasser)

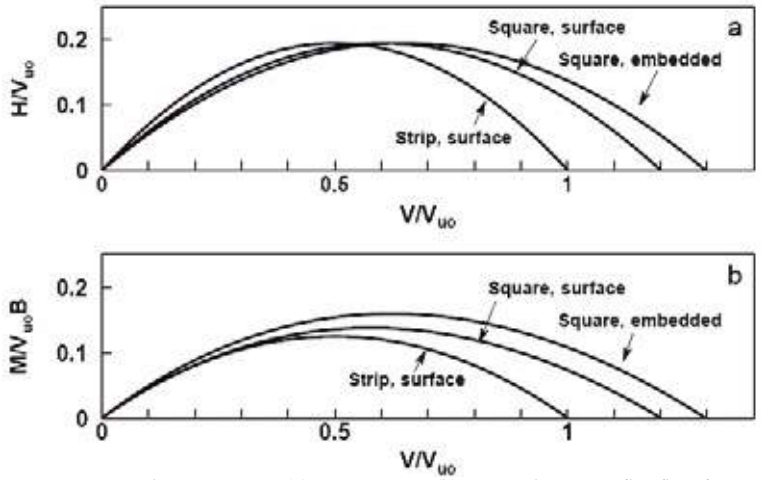
3.2 Bæreevne flyteflate for grunne fundamenter

I mange praktiske tilfeller er grunne fundamenter støpt i en viss dybde, og har rektangulære form. Derfor er det viktig å benytte formfaktorer og dybdefaktorer for å tilpasse den totale vertikale bæreevnen i beregning av bæreevne flyteflate.

Den informative appendiksen i EC7 inkluderer formfaktorer. Dette kan også benyttes for bæreevnebetraktningen i EC8.

Dybdefaktorer er vanligvis standard tilføyelser i bæreevneberegningene. Selv om EC7 ikke har inkludert dybdefaktorer i appendiksen, er det fornuftig å implementere dybdefaktorene i bæreevne flyteflatene presentert i avsnitt 3, Pender (2010).

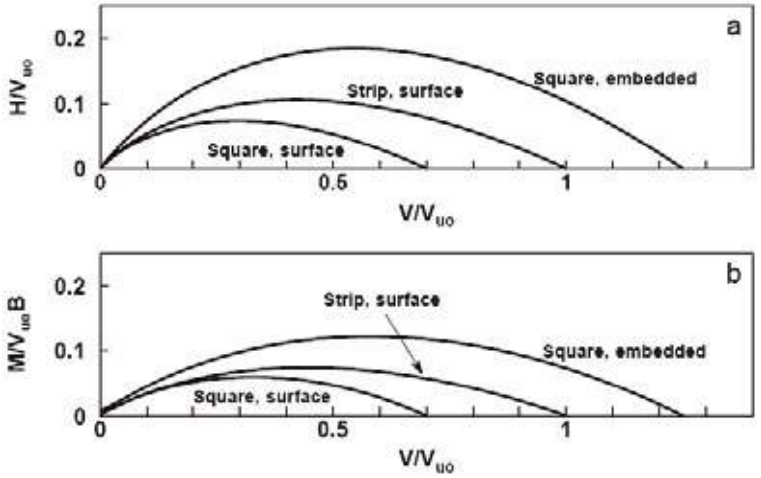
Dersom fundamentets formfaktorer og dybdefaktorer anvendes i beregning av V_{uo} blir bæreevne flyteflater skalert. Figur 2 og 3 viser sammenligningsvisning av M = 0 og H = 0 snitt av EC7 bæreevne flyteflater for stripefundament ved terreng, kvadratisk fundament ved terreng og kvadratisk fundament nedgravd ved $D_f/B = 0{,}2$.



M = 0 planet

H = 0 planet

Figur 2, Sammenligning av H-V (a) snitt, og M-V (b) snitt av bæreevne flyteflate for grunnefundamenter nedgravd i leire ($D_f/B = 0{,}2$), Pender (2010)



M = 0 planet

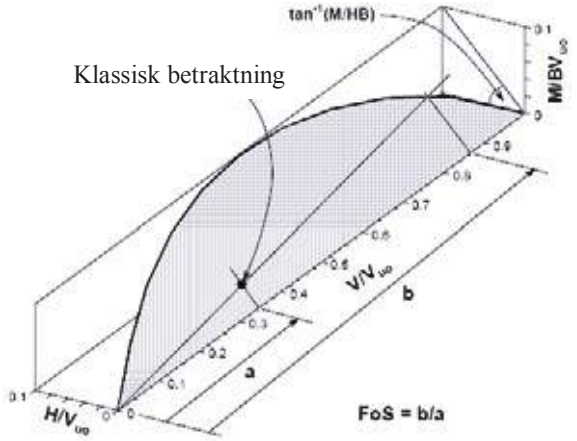
H = 0 planet

Figur 3, Sammenligning av H-V (a) snitt, og M-V (b) snitt av bæreevne flyteflate for grunne fundamenter nedgravd i sand ($D_f/B = 0{,}2$) , Pender (2010)

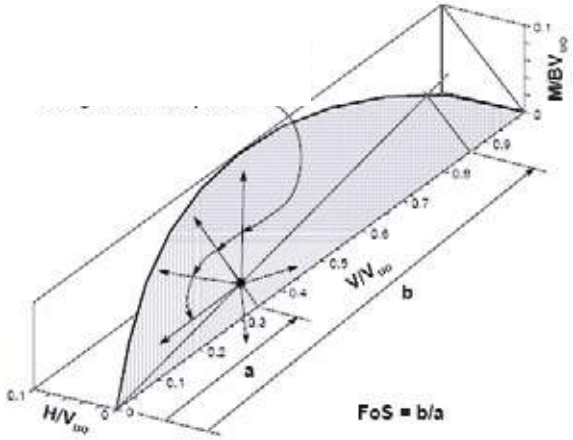
3.3 Sikkerhetsfaktor og bæreevne flyteflate

Sikkerhetsfaktor har til hensikt å gi en indikasjon av reservemotstand, noe som sier hvor mye vertikallasten kan økes til det oppnås en bruddgrenselikevekt. Figur 4, imidlertid, viser at denne definisjonen av sikkerhetsfaktor er gitt tradisjonelt med referanse til kun en belastningssti, dvs. vertikalbelastning.

Bæreevne flyteflate konseptet blir spesielt viktig når fundamentet er utsatt for andre påvirkninger enn bare vertikalbelastning. Dette er påpekt av Gottardi and Butterfield (1993). Som det er vist i figur 5, kan fundamentets bæreevne være mer sensitiv for opptak av horisontallast og moment enn vertikallast. Dette gir et viktig argument for at tradisjonelt sikkerhetsfaktorkonsept for bæreevne kan være mangelfull for horisontalbelastede fundamenter.



Figur 4, Tolkning av bæreevne sikkerhetsfaktor med hensyn til bæreevne flyteflate.



Figur 5, Ulike mulige belastningssti for bæreevne motstand som er forskjellige av klassisk sikkerhetsfaktor kun basert på vertikal bæreevne

4 Bæreevne flyteflate konsept i Eurocode 8 (seismisk tilstand)

Appendiks F i NS-EN1998-5:2004+NA:2008 (Eurokode 8 del 5) presenterer bæreevne flyteflate for stripefundamenter ved terreng over både friksjonsmasser (drenert tilfelle) og kohesjonsjordart (udrenert tilfelle). Detaljer om utledning av disse flyteflatene er gitt av Salençon and Pecker (1994a and 1994b). Dette konseptet av bæreevne flyteflate skaffer oss et verktøy for å evaluere virkninger av jordskjelvinduserte treghetskrefter (påvirkninger) på bæreevne av grunne fundamenter, såkalt "dynamisk bæreevnebetraktning".

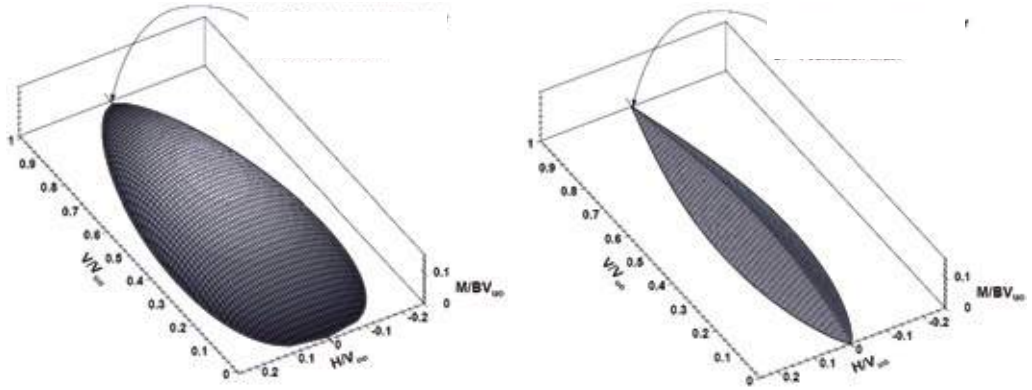
For å kunne sammenlignet bæreevne flyteflater i EC7 (presentert i kapittel 3) og EC8, er det benyttet statiske bæreevne flyteflate for EC8, som er faktisk en redusert versjon av likningen for dynamisk bæreevnebetraktning i EC8 i samme dimensjonløse parametre presentert i kapittel 3:

$$f8(\bar{V},\bar{H},\bar{M}) = \frac{(\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a[1-\bar{V}]^b} + \frac{(\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c[1-\bar{V}]^d} - 1 = 0 \qquad (4)$$

Der verdier for alle åtte parameterne i ovennevnte likning, $a - d$, c_T, c_M, β and γ, er gitt i Appendiks F av EC8-5. Eurocode 8 del 5 har gitt to sett av parameter, et sett for udrenert tilstand og et sett for drenert oppførselen av jord.

Figur 6(a) og 6(b) viser illustrasjon av bæreevne flyteflatene i 3D diagram. Diagrammene har både positive og negative verdier for H fordi jordskjelv er et "back & forth" bevegelse. På liknende måte kan momenter påført til fundament under et jordskjelvtilfelle bli positive og/eller negative.

Likningen presentert i EC8 definerer ikke kontaktareal mellom fundament og jord på en tydelig måte. Det er derfor det bør anvendes formfaktorer og dybdefaktorer fra EC7 for å kunne konvertere stripefundament til grunne rektangulære fundamenter, Pender (2010).



(a) (b)

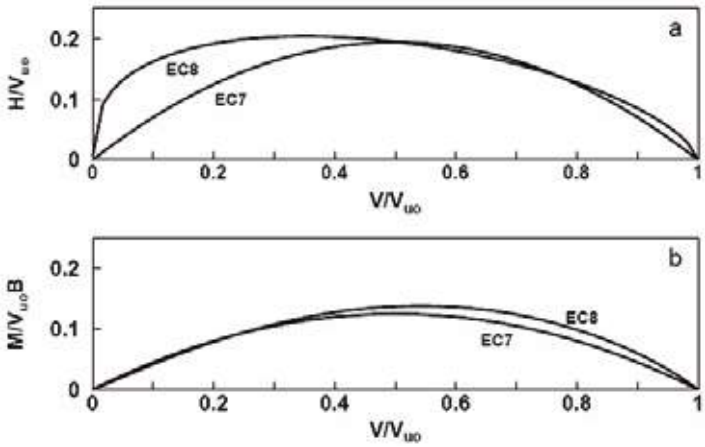
Figur 6, Illustrasjon av bæreevne flyteflate for stripefundament ved terreng basert på EC8, a) for udrenert tilstand (kohesjonsmaterial), b) for drenert tilstand (friksjonsmasser)

4.1 Sammenligning mellom bæreevne flyteflater i EC7 og EC8

Figur 7 sammenligner udrenert statisk bæreevne flyteflate i EC7 og EC8, mens
Figur 8 sammenligner flyteflatene for drenert statisk bæreevne flyteflate i EC7 og EC8.

Det er tilsynelatende fra Figur 7 at formen av udrenert flyteflate i EC8 er noe annerledes enn EC7, spesielt i små verdier av V, hvor EC8 flyteflate er bredere i H retning. Dessuten er udrenert flyteflate i EC8 jevnere, mens derimot flyteflate i EC7 har en kam langs H= 0 ($V - M$ snitt), se Figur 1 og 6.

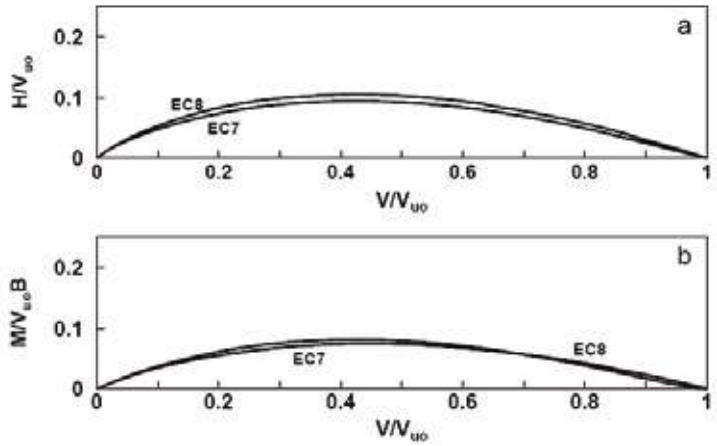
Figur 8 viser at formen av drenert bæreevne flyteflate er ganske likende i EC7 og EC8, og begge vise en møne langs H= 0, $V - M$ snitt.



M = 0 planet

H = 0 planet

Figur 7, Sammenligning av H-V (a) snitt, og M-V (b) snitt av bæreevne flyteflate av EC7 og EC8 i leire



M = 0 planet

H = 0 planet

Figur 8, Sammenligning av H-V (a) snitt, og M-V (b) snitt av bæreevne flyteflate av EC7 og EC8 i sand

5 Effekten av jordskjelv på bæreevne flyteflate i EC8

Når jorda under fundamenter blir utsatt for jordskjelv akselerasjonsbevegelser, må andre dimensjonløse parametre også tas i betraktning:

$$\bar{F}_{udrenert} = \frac{\rho a_g SB}{c_u}, \quad \bar{F}_{drenert} = \frac{a_g}{gtan(\varphi)} \qquad (5)$$

Der: $\bar{F}_{undrained}$ og $\bar{F}_{drained}$ er dimensjonløse parametre for udrenert og drenert tilfelles.

a_g er den dimensjonerende akselerasjonen i grunntype A, φ er friksjonsvinkel av jord,

ρ er jordas densitet, S er jordas forsterkningsfaktor, og c_u er skjærfastheten av jorda

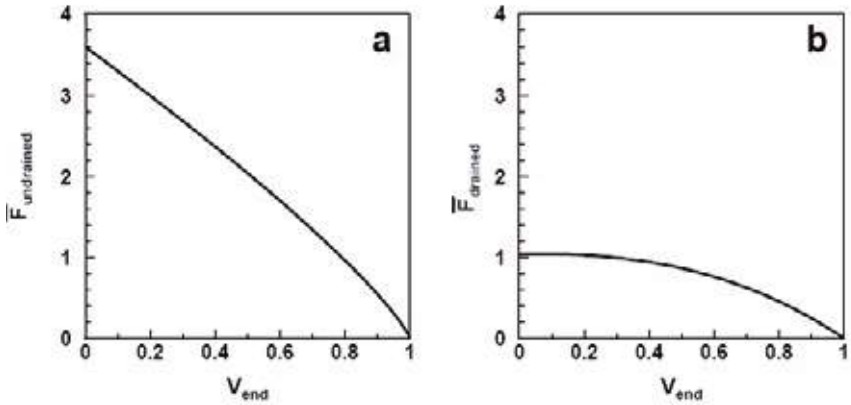
Den komplette formen av EC8 bæreevne flyteflate er presentert i likning (6). Design eksempler ved å benytte denne formelen er gitt av Fardis (2005).

$$f\_EC8(\bar{V}, \bar{H}, \bar{M}) = \frac{(1 - e\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_{M'}}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^d} - 1 = 0 \qquad (6)$$

5.1 Akselerasjonsindusert reduksjon i bæreevne flyteflate

Uttrykkene i hakeparentes i nedre linje av likning (6) tilsier hvordan den vertikale bæreevnen blir redusert på grunn av horisontal akselerasjon som opptrer i jord. Reduksjonen av V_{end} med økende F er plottet i Figur 9(a) for udrenert tilfelle og 9(b) for drenert tilfelle.

I tillegg viser Figur 9 at verdier for $\bar{F}_{udrenert}$ er ganske forskjellige enn verdier for $\bar{F}_{drenert}$. Når V_{end} blir null, er maksimale verdien for $\bar{F}$ er oppnådd. Den maks verdien for $\bar{F}_{drenert}$ er 1,04 mens for $\bar{F}_{udrenert}$ er maks verdien lik 3,60.



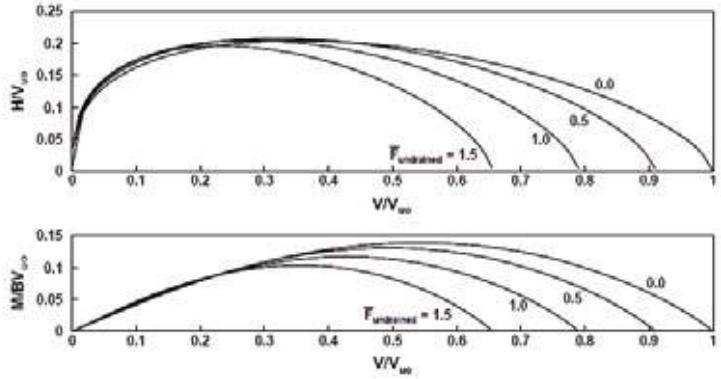
Figur 9, Forholdet mellom seismisk parametre $\bar{F}_{udrenert}$ og $\bar{F}_{drenert}$ og den dimensjonløse vertikallasten av bæreevne flyteflate, (a) udrenert tilstand, (b) drenert tilstand.

Figur 10 viser plott av snitt for udrenert bæreevne flyteflater for ulike verdier av $\bar{F}_{udrenert}$. Det øverste diagrammet i Figur 10 gir V-H grenser i M = 0 planet, mens det nederste diagrammet viser V-M grenser i H = 0 planet.

Figuren viser at så lenge sikkerhetsfaktoren er større enn 3 (dvs. $\bar{V}$ < 0,33), har verdier av $\bar{F}_{udrenert}$ opp til ca. 1,5 lite effekt på fundamentets styrke for opptak av seismiske laster.

Auvinet et al (1996) har observert at grunne fundamenter i leire med en tilfredsstillende sikkerhetsfaktor for statisk bæreevne, vil vanligvis oppføre seg tilfredsstillende i et jordskjelv tilfelle. Videre er det påvist at udrenert skjærstyrken av leire øker når belastningshastigheten er stor (Ahmed-Zeki et al (1999), Ishihara (1996)), og at for ikke-sensitiv leire blir ikke post-syklisk udrenert skjærstyrke degradert i stor grad (Andersen et al (1980), Ishihara (1996)).

Dessuten er det viktig å legge merke til det at i den dimensjonløse parameteren, $\bar{F}_{udrenert}$, er det en størrelseseffekt på udrenert bæreevne betraktning for grunne fundamenter som er relatert til treghetsbelastning av jorda under fundamentet. Dette er funksjon ev $a_g \cdot B$. Dette betyr at et jordskjelv med lav PGA (Peak Ground Acceleration) har neglisjerbar effekt på et mindre fundament (for eksempel 2 m bred), men samme jordskjelv kan ha merkbare effekt på et større fundament (for eksempel 20 m bred). Denne effekten var observert og påpekt av Pender (1995).



M = 0 planet

H = 0 planet

Figur 10, Effekt av seismisk akselerasjonsnivå på udrenert bæreevne flyteflate av EC8

Referanser

Ahmed-Zeki, A.S., Pender, M.J. & Fitch, N.R. (1999) "Strain-rate effects on the undrained shear strength of Waitemata residual clay" *Proc. 8th Australia-NZ Conference on Geomechanics*, Hobart, Vol. 2, pp 791-796.

Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F. and Rosenbrand, W. F. (1980) "Cyclic static and laboratory tests on Drammen clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, 106(GT5): 499-529.

Auvinet, G., Pecker, A., and Salencon, J. (1996) "Seismic bearing capacity of shallow foundations in Mexico City during the 1985 Michoacan earthquake" *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco. Paper No. 1966.

Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K. and Kim, S. G. (1991) "Manuals for the design of bridge foundations", Report 343 National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC.

Becker, D. E. (1996) Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit stated design for foundations. Part II. Development for the National Building Code of Canada. Canadian Geotechnical Journal, 33: 984-1007.

Butterfield, R and Gottardi, G (1994) A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand. Geotechnique: 44(1): 181-184.

Brinch Hansen J. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity", Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, pp. 5-11.

Eurocode 7, part 1: Geotechnical Design, General Rules, NS-EN1997-1:2004+NA:2008.

Eurocode 8, part 1: Geotechnical Design, General Rules, NS-EN1998-1:2004+NA:2008.

Eurocode 8, part 5: Geotechnical Design, General Rules, NS-EN1998-5:2004+NA:2008.

Fardis, M. N., Carvalho, E., Alnashi, A., Faccioli, E., Pinto, P. & Plumier, A. (2005) Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistant structures. Thomas Telford, London

Frank, R, Baudin, C, Driscoll, R, Kavvadas, M, Krebs Ovesen, N, Orr, T and Schuppener, B. (2004) Eurocode 7: Geotechnical design – General Rules. Thomas Telford, London.

Gottardi, G and Butterfield, R (2003) On the bearing capacity of footings on sand under general plane loads. Soils and Foundations: 33 (3): 68-79.

Gourvenec, S. (2004) “Bearing capacity under combined loading – a study of the effect of shear strength heterogeneity”. Proc. 9th Australia-New Zealand conference on Geomechanics, Auckland. (2): 527-533.

Ishihara, K (1996) Soil behaviour in earthquake geotechnics, Oxford

Pender, M J (1995) “Design of foundations to resist earthquake loading” Keynote Address Pacific Conference on Earthquake Engineering, Melbourne, Vol 2, pp 1-21.

Pender (2010), Course on “Earthquake Resistance Design of foundation”, Rose School, Pavia, Italy.

Richards, R. Elms, D G, and Buhdu, M (1993) “Seismic bearing strength and settlement of shallow foundations” Journal of Geotechnical Engineering, 9(5), pp. 477-500.

Salençon, J and Pecker, A (1994a) “Ultimate capacity strength of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part I: purely cohesive soil” European Journal of Mechanics A/Solids, 14(3), pp. 349-375.

Salençon, J and Pecker, A (1994b) “Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part II: purely cohesive soil without tensile strength” European Journal of Mechanics A/Solids, 14(3), pp. 377-396.

Vesic, A. S. (1975) “Bearing capacity of shallow foundations”, In: Foundation Engineering Handbook edited by H. F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang. Van Notstrand, Reinhold, New York.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

JORDSKJELV OG FUNDAMENTERING PÅ VERTIKALE STÅLKJERNEPELER.

EKSEMPEL FRA SØRENGAUTSTIKKEREN, OSLO

SEISMIC DESIGN AND FOUNDATION BASED ON VERTICAL STEEL CORE PILES AN EXAMPLE FROM SØRENGAUTSTIKKEREN, OSLO

Siv.ing. Anton Gjørven, Norconsult as
Siv.ing. Ola Ellingbø, Norconsult as

Sammendrag:

Sørengautbyggingen i Oslo er et nytt boligprosjekt ved Bjørvika Utvikling KS. Området ligger fint til like ved Operabygget.
Bygningene i byggetrinn 1 er fundamentert med stålkjernepeler til fjell pga. store løsmasseavsetninger av fast til middels fast leire i området. Maksimal dybde til fjell er 75 m.
På grunn av at flere kvartaler henger sammen skal opptak av horisontalkrefter fra jordskjelv og vind fordeles jevnt utover arealet. Horisontalkraftopptaket blir da først som overføring direkte fra grunnen til bunnplata og omvendt. Men etter en tid vil man få setninger som gjør at horisontalkraftoverføringen skjer via stålkjernepelene. Fundamenteringsstivheten endrer seg altså fra år null og gjennom byggenes levetid, som er satt til 200 år. Dette har betydning for den dynamiske responsen for jordskjelvkrefter. FEM-program som ble brukt ved beregningene: ABAQUS/Standard, Respons spektrum metoden

Abstract:
The housing development of Sørenga by Bjørvika Utvikling KS is a part of the renewal of the Bjørvika area and will give a unique residential area, close to the Opera building in Oslo.
The buildings in construction stage 1 have a foundation depth of up to 75 m in firm to mean firm clay and will rest on steel core piles to rock. A main challenge has been to transfer horizontal forces from the ground to the buldings and vice versa. The stiffness of the ground and the steel core system changes during the 200 years life span of the buildings since there may be a significant settlement of the soil in this period. This has an impact on the dynamic response and the horizontal load transfer during an earthquake. FEM-program used in the calculations: ABAQUS/Standard, The Response Spectrum Method.

35 JORDSKJELV OG FUNDAMENTERING PÅ VERTIKALE STÅLKJERNEPELER.

35.1 Innledning

Utbyggingen av boliger på Sørengautstikkeren i Oslo havn har startet og det er allerede solgt mange leiligheter, selv om kun fundamenteringen for det første byggetrinnet er utført til nå. Sørenga Utvikling KS står for utbyggingen. Beliggenheten er sentral i Oslo havn som vist på figur 1.

Figur 1: Sørengautstikkeren slik den er tenkt å se ut etter ferdig utbygging. Operane til venstre. (Bilde fra Sørenga Utvikling KS)

Norconsult AS er engasjert som geoteknisk rådgiver, inklusive jordskjelvberegninger, for byggetrinn 1 og 2 for Ing. Gunnar M. Backe AS og av AF for byggetrinn 3 og den nye kaipromenaden som skal etableres utenfor dagens kaikant. For byggetrinn 2 for Backe AS har Norconsult også RIB, samt at vi også for AF prosjekterer selve kaia for den nye kaipromenaden.

Dette foredraget vil fokusere på jordskjelvberegninger og hvorledes horisontalkrefter fra jordskjelv er prosjektert tatt opp via vertikale stålkjernepeler til berg. Foredraget er i hovedsak basert på prosjekteringserfaringer fra det første byggetrinnet for Backe AS.

35.2 Grunnforhold

Indre del av Sørengautstikkeren skriver seg helt tilbake til utfylling før 1900, mens Sørengautstikkeren, slik den fremstår i dag, ble etablert ved utfylling i sjøen på 1960-tallet og bygging av ei åpen betongkai fundamentert på rammede stålrørspeler rundt utfyllingen. Området har siden den gang vært disponert av Oslo havn som kontainerkai. Kort oppsummert er grunnforholdene, noe generalisert, som følger (regnet ovenfra og nedover):

- Fylling bestående hovedsakelig av sandige og grusige masser med innslag av treflis og "byfyll" ned til 10-12 m dybde.
- Middels fast til fast leire videre ned til dybde 40-60 m.
- Faste masser, trolig morene, videre ned til dybde 60-75 m.
- Berg.

Med de store løsmassemektighetene, og stor mektighet av fyllmasse og leire, har det vært betydelige setninger av terrengoverflaten. Dette har blitt kompensert ved å legge på mer masse i flere omganger. Sjøbunnen rundt utstikkeren er relativt flat på kote -10 til -12.

35.3 Fundamentering på stålkjernepeler

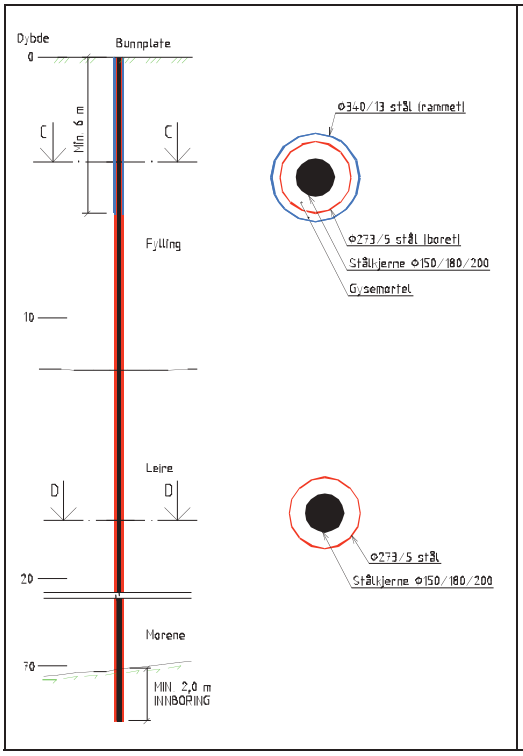
Det er forutsatt at alle bygninger og oppfylling i forhold til dagens terreng blir fundamentert til fast grunn. Selv om dette gjøres, forventes det fortsatte setninger over lang tid. Dette medfører at skråpeler er lite gunstig fordi de vil bli utsatt for bøyepåkjenninger etter hvert som grunnen setter seg. Skråpeler er heller ikke gunstig med hensyn til jordskjelvkrefter fordi de vil være stive konstruksjonselementer i forhold til jordskjelvsvingninger, og dermed vil de dra på seg større jordskjelvkrefter enn om det kun er vertikale peler, som i større grad kan svinge med i et eventuelt jordskjelv.

Det ble derfor valgt å kun fundamentere på vertikale peler. Med de store dybdene til berg, og den betydelige mektigheten av faste masser (morene) over berg, er det valgt å benytte borede peler for alle boligblokkene for å sikre at pelene går til berg. Ved eventuelle rammede peler vil det være betydelige usikkerheter i om de vil la seg ramme til berg og i dokumenterbar bærevne.

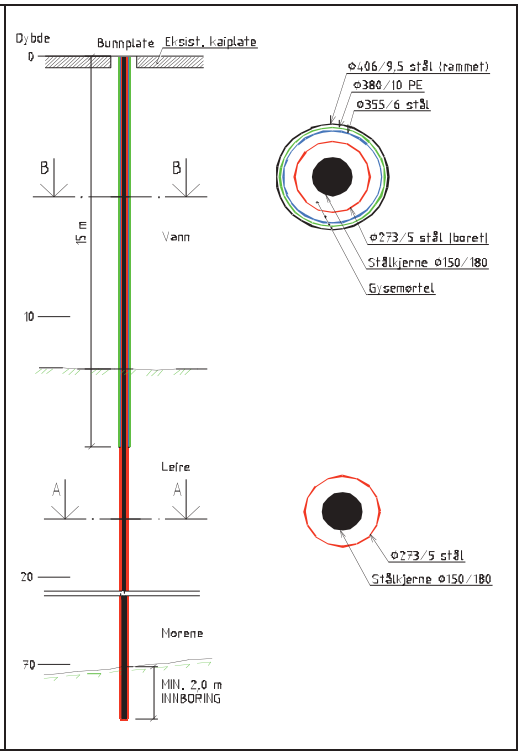
Det ble valgt borede stålkjernepeler som ble dimensjonert for å ta en kombinasjon av vertikale og horisontale laster. Horisontallastene overføres til løsmassene i form av sidestøtte på pelene Dette ble modellert med fjærer nedover langs pelen. Byggene skal ha 200 års levetid, hvilket ga to ytterpunkter med hensyn til pelenes innspenning i jorda. På kort sikt vil det være løsmasser rundt pelene helt opp til bunnplata i bygget, mens det på lang sikt vil oppstå en glippe mellom bunnplata og terrengoverflaten. Det er dimensjonert for inntil 1 m åpent rom mellom bunnplata og terrenget.

For stivhet av pelene ble foringsrøret regnet konstruktivt i øvre del, der horisontallastene overføres til løsmassene. Dette medførte behov for å sikre foringsrøret mot korrosjon, hvilket ble oppnådd ved å ramme et ekstra stålrør utenpå det borede foringsrøret ned til 6 m dybde. Videre ned aksepteres korrosjon av foringsrøret og det dimensjoneres for dette. Typisk oppbygging av peler boret fra terreng er vist på figur 2.

Beregnede påhengskrefter blir tatt av foringsrøret inntil korrosjon reduserer rørets lastkapasitet så mye at noe av påhengslasten må tas av selve stålkjernen. I utgangspunktet ble det planlagt med bitumenbelegg på foringsrørene for reduksjon av påhengskrefter. Dette gikk man imidlertid raskt bort fra da bitumenen ble skrapt av ved boring i fyllmassene. Det var i utgangspunktet tenkt boring uten rotasjon av foringsrøret, men med boring med rotasjon av foringsrøret var det ikke mulig å få bitumenbelegget til å bli sittende på røret.



Figur 2: Oppbygging av stålkjernepeler boret fra terreng



Figur 3: Oppbygging av stålkjernepeler boret gjennom eksisterende kaidekke

Deler av de nye boligblokkene blir liggende over det som i dag er kai. Her bores pelene gjennom hull tatt i eksisterende kaidekke og ned til berg. Pelene går her gjennom fritt vann før de kommer ned i løsmasser, hvilket medførte behov for ekstra knekkavstiving av pelene i øvre del, samt spesiell korrosjonsbeskyttelse for å oppnå 200 års levetid. Typisk oppbygging av pelene som ble boret gjennom eksisterende kaidekke er vist i figur 3. Disse pelene regnes ikke å bidra til opptak av horisontalkrefter.

Erfaringer fra pelearbeidene viser at boringen gikk greit gjennom fyllmassene og leira, men for enkelte av pelene kilte foringsrøret seg fast etter noe boring ned i morenen, og det var umulig å komme dypere. Det ble heldigvis boret med Ø273 mm foringsrør som var en del større enn strengt tatt nødvendig for å sette stålkjerner med diameter 150 og 180 mm. Dette gjorde det mulig å trekke opp borstrengen der røret kilte seg og gå innvendig i det først borede foringsrøret med et mindre foringsrør (Ø194 mm). Dette ble gjort og alle foringsrørene ble dermed boret ned i berg. Det ble boret med sentrisk utrustning med rotasjon av foringsrøret.

35.4 Jordskjelvberegninger

Byggherren, Sørenga Utvikling KS, er pålagt av de nye bygningsforskriftene å beregne utbyggingen for jordskjelv i henhold til jordskjelvstandarden , NS3491 ved starten av utbyggingen (byggetrinn 1) og Eurocode 8 med nasjonalt tillegg ved de senere byggetrinn.

NGI har utført jordskjelvberegninger basert på SSI-analyser (Soil Structure Interaction). Resultatet av disse beregningene er jordforsterkningsfaktor som funksjon av svingetid.

Norconsult har beregnet fjærstivheter basert på peleveiledningen samt antagelser om medvirkende stivheter fra jord og peler. Bygningskonstruksjonene og horisontalkrefter mot grunnen er beregnet basert på jordskjelvspekteret fra NGI's SSI-analyse.

Aas-Jakobsen har utført 3. parts verifikasjoner av antagelser og analyser.

35.4.1 *Grunnleggende forutsetninger*

Grunnleggende forutsetninger for jordskjelvanalysene er at hvert kvartal skal være i likevekt uavhengig av de andre byggetrinenne. Samtidig skal 50% av horisontalkreftene kunne overføres til nærliggende byggetrinn via bunnplatekonstruksjon, P-hus etc. I tillegg godtas ikke at vesentlig stivere konstruksjonsdeler skal kunne oppta relativt større andeler av horisontalkreftene enn det det relative arealet tilsier.

Beregningene av bygningskonstruksjonene med tilhørende horisontalkrefter er basert på respons spektrum metoden, der et lineært spektrum er forutsatt, med en frekvensavhengig jordsforsterkingsfaktor beregnet av NGI.

Vi tenker oss horisontalakselleraSjonene påført i nivå med bunnplata, men med et mellomliggende fjærsystem som er beregnet av Norconsult. Dette har betydning siden den forutsatte levetiden av konstruksjonene er 200 år. Nivået av overkant fylling vil kunne synke i løpet av denne tidsperioden og etterlate seg et hulrom mellom underkant bunnplate i byggene og jorda. Vi må altså foreta beregninger både med et stivt fjærsystem (dagens situasjon) samtidig som vi også beregner konstruksjonene med et betydelig mykere fjærsystem, noe som skyldes setninger av de underliggende massene.

35.4.2 *Svingesystemer*

Et system av masser fundamentert på vertikale peler vil som en tilnærmelse kunne beregnes ved hjelp av et såkalt en-masse frihetsgradssystem. Det vil si at i dynamisk henseende kan man erstatte det relativt kompliserte systemet av bygningskropper med én masse og én fjær. Om vi forenkler, som et eksempel, hele byggetrinn 1 på Sørenga til en masse på 17 millioner kg og en sum av pelestivheter, 140 peler , hver med kapasitet 120 kN og deformasjon 4 - 10 mm får en:

$$k1 := 140 \times 120 \frac{kN}{4mm} \qquad k2 := 140 \times 120 \frac{kN}{10mm} \qquad masse := 17 \cdot 10^6 kg$$

$$t1 := 2\pi \cdot \sqrt{\frac{masse}{k1}} = 0.4\,s \qquad t2 := 2\pi \cdot \sqrt{\frac{masse}{k2}} = 0.632\,s$$

Vi ser her at svingetida i dette eksempelet vil variere mellom 0.4 sekund og 0.632 sekund.

I virkeligheten er systemet mer komplisert. For å ivareta fler-masse systemets egenskaper er det kjørt en rekke FEM-analyser basert på respons spektrum metoden. Dette har betydning siden bygningenes stivhet varierer over området. Vi har også flere deformasjonsmoder enn de horisontale translasjonsmodene: Torsjonsmoder og rotasjonsmoder om horisontale akser.

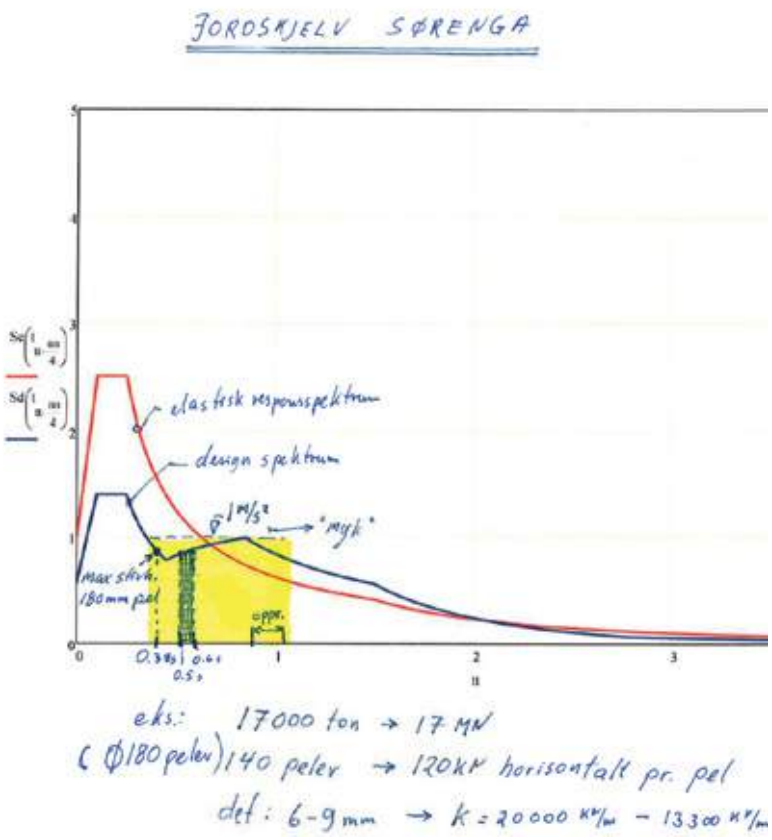
Et annet forhold som også nødvendiggjør elementanalyser er at pelestivheten varierer noe under fundamentplatene. Dette skyldes både pelenes oppbygning, som varierer, men også at for eksempel peler som står gjennom den gamle kaia og langs kaikanten, får betydelig større fri lengde enn peler midt under bygget.

En kan se av jordskjelvspekteret nedenfor at tidsintervallet mellom t1=0.4 sek og t2 = 0.63 sek gir horisontalakselleraSjoner i størrelsesorden < $1 m/s^2$.

I eksempelet ovenfor vil det bety 17 mill. kg * $1 m/s^2$ = 17 MN horisontalkraft. Delt på 140 peler får vi ca. 120 kN/pel, hvilket er i samsvar med forutsetningene.

120 kN/pel er imidlertid ingen øvre grense. Ved en optimalisert løsning vil en kunne få en høyere last pr. pel, men momentspenningene i pelen er med på å redusere pelenes kapasitet for vertikallast.
Basert på de FEM-analyser som er utført av Norconsult får en god oversikt over pelenes begrensede vertikallastopptak som følge av jordskjelvkreftene.

35.4.3 *Jordskjelvspekteret*



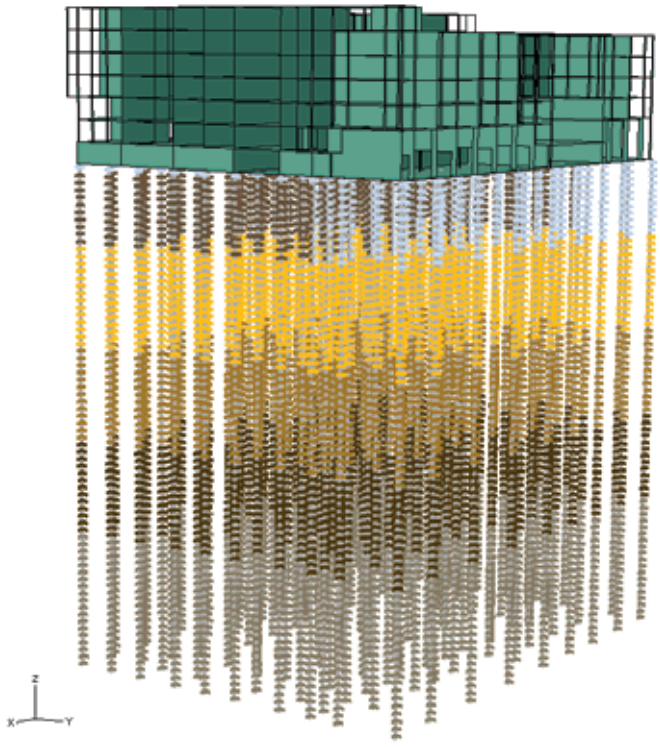
Figur 4: Responsspekter for eventuelt jordskjelv på Sørenga

Den røde kurven i figur 4 er fra det elastiske responsspekteret i NS3491. Om man multipliserer inn de forskjellige faktoren inkludert jordforsterkningsfaktoren fra NGI, framkommer den blå kurven.

35.5 Fjærstivheter for peler under Sørenga

- Stålkjernepelene som bidrar til å ta horisontallaster har en oppbygning som vist på figur 2 med et ytre foringsrør med dimensjoner Ø340mm/13 mm. Etter 200 år er tykkelsen redusert til 3 mm pga korrosjon. Stålrør og stålkjerne innenfor dette ytre røret vil være de samme også etter 200 år.
- For langtidssituasjonen er det regnet 1,0 m fritt rom (luft) fra underkant betongdekke til overkant fylling. Dette antas å representere en konservativ situasjon etter 200 år som følge av setninger i grunnen.

35.5.1 *Modell av hele pelsystemet*



Figur 5: FEM-model hvor alle pelene med jordstivhet er modellert (lineær elastiske antagelser)

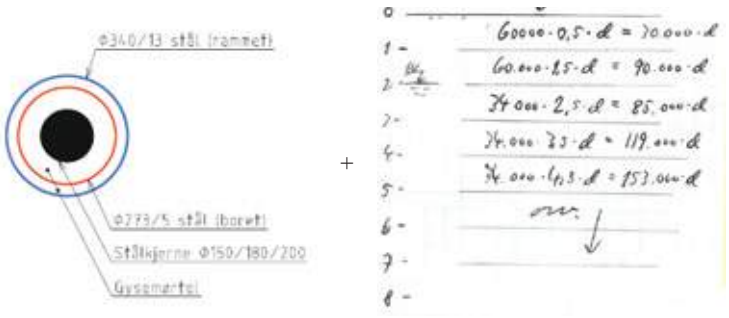
En FEM- modell hvor hele pelen tas med vil bli for omfattende. Derfor beregnes stivhetene for en pel og ekvivalente fjærkonstanter utvikles for hvert pelpunkt.

35.5.2 *Horisontalstivhet av enkeltpel*

Horisontalstivheten av én pel kan uttrykkes som en kombinasjon av pelestivhet og jordstivhet.

$$k_{horisontal} = k_{pel} + k_{jord}$$

For stålkjernepelene ser prinsippet slik ut:



Figur 6: Stålkjernepel og horisontale jordstivheter (Peleveiledningen 2005, tabell 4.3)

Variabelen *"d"* i jordprofilfiguren er pelenes ytre diameter, altså diameteren av det ytre foringsrøret. Merk at jordprofilet antas å synke 1 m etter 200 år.

Total stivhet av samvirket pel/jord for diverse dimensjoner av stålkjernepeler er funnet ved å modellere de 10 øverste meterne av pelen med jordstivhet representert av ekvivalente "bjelkefjærer". Pelene er påført 120 kN horisontallast i toppen av pelen og pelens horisontale utbøyning beregnet. Merk at pelene er regnet rotasjonsfaste i toppen.

Den horisontale stivheten av pelen blir dermed: $k_{horisontal} = 120\ kN/u_{horisontal}$. Disse stivhetstallene kan benyttes på analytiske fjærer i FEM-programmer ved en jordskjelvanalyse.

Horisontalstivhet av fjærer som representerer pel/jord-samvirke er vist i tabell 1 nedenfor. Stivhetstallene representerer én pel med omkringliggende jord.

	k_x [MN/m]		k_y [MN/m]	
	0 år	**200 år**	**0 år**	**200 år**
Stålkjernepeler				
Ø90 mm	30,779	11,891	30,779	11,891
Ø110 mm	32,082	18,529	32,082	18,529
Ø130 mm	32,949	19,168	32,949	19,168
Ø150 mm	33,693	19,861	33,693	19,861
Ø180 mm	34,916	21,213	34,916	21,213
Ø200 mm	35,920	22,406	35,920	22,406
Ø220 mm	37,133	23,855	37,133	23,855

Tabell 1: Horisontalstivhet av fjærer som representerer pel/jord-samvirke

35.5.3 *Vertikalstivhet av enkeltpel*

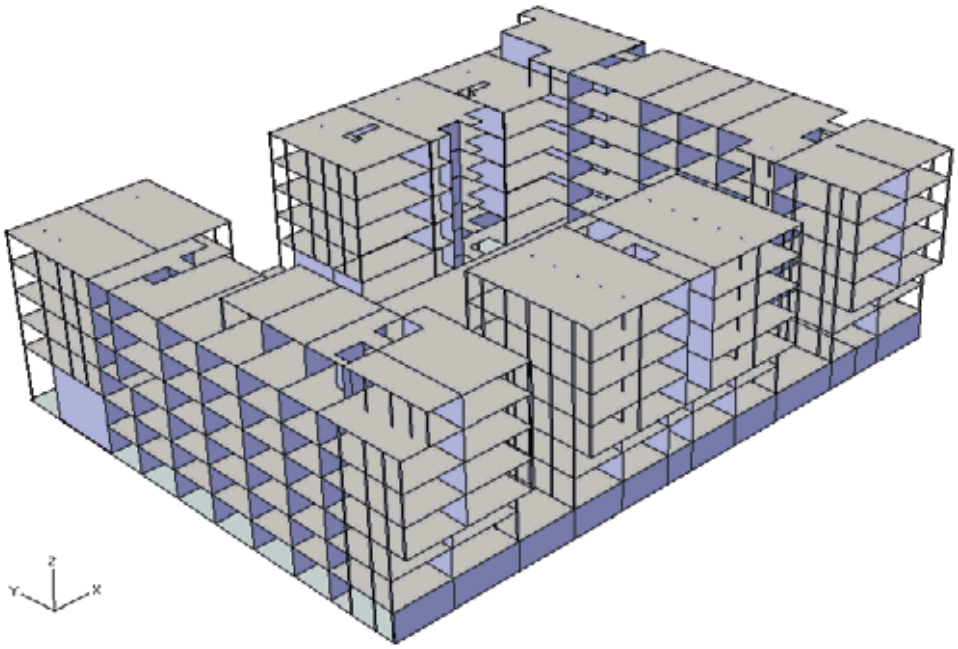
Det er kun den indre stålkjernen som antas å ta vertikalkrefter. Det ytre stålrøret (Ø340 mm) går ikke til berg og det borede stålrøret (Ø273 mm) utnyttes til å ta påhengskrefter. Vertikalstivhet av fjærer i hvert pelepunkt under bunnplaten bestemmes derfor av formelen:

$$k_z = \frac{EA}{L}$$

For eksempel for en Ø180 mm stålkjernepel med lengde 60 m:

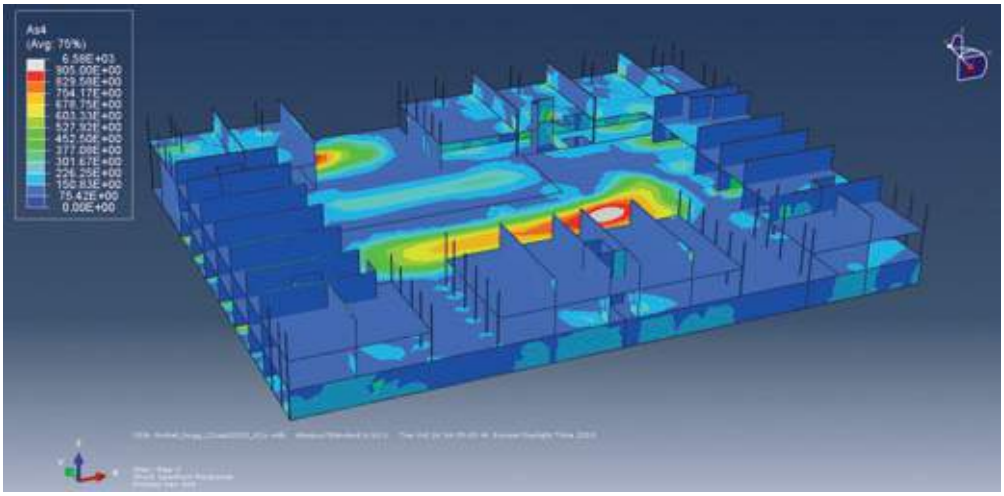
$$k_z = \frac{\pi E d^2}{4L} = \frac{\pi \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 0{,}18^2}{4 \cdot 60} = 89{,}06 MN/m$$

35.6 FEM-analyse

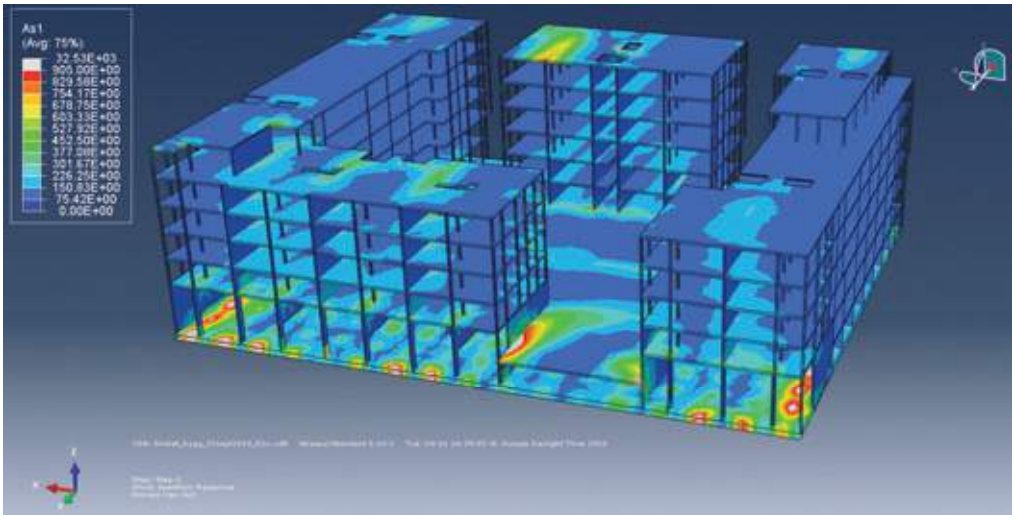


Figur 7: Fem- modell som ble brukt i prosjektet. FEM-program: ABAQUS, respons spektrum metoden.

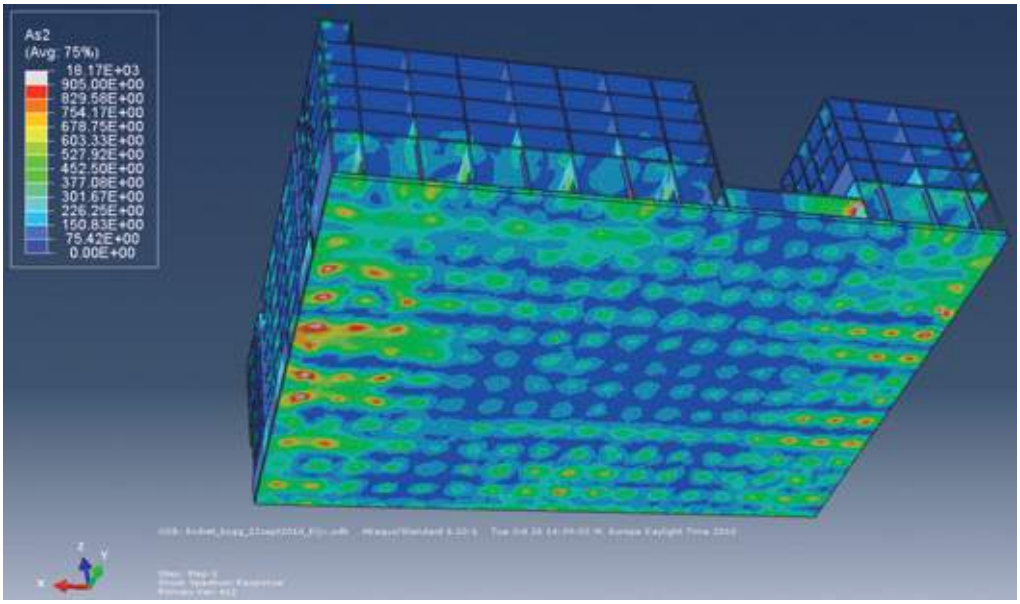
35.7 Resultater



Figur 8: Fargeplott av armeringsbehov i mm^2/m. Armeringen utnyttes fullt til flytespenning, f_y=500MPa



Figur 9: Armeringsmengder, mm2/m. Armeringen utnyttes fullt til flytespenning, f_y=500MPa



Figur 10: Armeringsbehov i bunnplate

Armeringsmengder angis i mm^2/m.

Konklusjon på utregnede armeringsmengder i betongkonstruksjonen er at spenningene kan ivaretas med rimelige armeringsmengder. Ø16c210 = 957mm2/m. Her er 905mm2/m satt som grense. De grå områdene har da et armeringsbehov som overskrider dette armeringsarealet. Dette er noen mindre områder i forbindelse med peletopper etc.

35.8 Dimensjonering av stålkjernepeler for kombinasjon av horisontale og vertikale laster

Pelene dimensjoneres ved en enkel spenningskontroll ved topp av pel:

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} < f_s$$

hvor:

- Materialfaktorer og lastfaktorer settes lik 1.0 - ulykkesgrensetilstanden for krefter fra jordskjelvberegninger.
- For andre lasttilfeller i bruddgrensetilstanden regnes det tilsvarende, men med material- og lastfaktorer i henhold til gjeldende standarder.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

TERSKELVERDIER FOR NEDBØRINDUSERTE SKRED I NORGE

Threshold values for precipitation-induced landslides in Norway

Dr. José Cepeda, DIC MSc PhD, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SUMMARY

Empirical thresholds for precipitation-induced landslides were estimated by establishing boundaries between triggering and non-triggering precipitation events. The calibrations were performed using classification trees and discriminant analyses methods. A novel procedure is presented for incorporating time-uncertainty in the threshold calibration.

The methods were applied to landslide inventories and precipitation records from the Norangselva catchment (Møre og Romsdal county) and the Nedre Romerike area. The threshold for soil slides in the Norangselva catchment was estimated at 54 mm for 7-day antecedent precipitation. In the Nedre Romerike area, the threshold for earth slides was estimated at 250 mm for 46-day antecedent precipitation. The analyses of triggering conditions for rock falls and avalanches showed a poor classification performance, indicating that other predictors need to be incorporated for duly accounting for other effects (e.g., freeze-thaw) that are significant in the stability of rock slopes.

INTRODUCTION

Landslides induced by precipitation pose a high threat to property and human lives due to their high mobility (long runout distances and high velocities). When slope stabilisation measures are not feasible to prevent the mobilisation of a landslide (e.g., in extensive areas with unstable natural slopes), the preferred mitigation approach is the construction of structures for reducing the energy of the moving mass or for deviating the landslide away from exposed property. In such situations, it is also desirable to implement early-warning systems (EWS) that allow timely decisions in authorities and population for reducing the possibility of injuries and loss of lives. An integral part of any EWS is the design of thresholds that control different alert levels.

In individual slopes, thresholds can be established using measurements of the behaviour of the terrain (e.g., pore water pressures, displacements, etc.). In EWS that should account for instabilities in extensive areas lacking this type of measurements, the thresholds should use indirect observations that can be related to slope conditions using physically-based models (e.g., Nadim et al., 2009). For example, the recorded precipitation can be the input to an infiltration model that estimates pore pressure distributions on a slope, and these can be compared to critical conditions (i.e., the actual threshold) for establishing the appropriate actions (e.g., road closure with boom barriers).

Physically-based thresholds require an accurate estimation of the hydraulic and mechanical properties of the terrain and their spatial (and time) variability. These estimates are usually difficult or not available in most situations. Then, the preferred approach is to establish empirical thresholds using combinations of direct and indirect measurements. For precipitation-induced landslides, it is common to use observations of meteorological elements (e.g., precipitation, temperature, wind velocity, etc.) retrieved from automatic stations. This paper is focused on empirical thresholds based on observations of precipitation.

The calibration of a threshold can be done in three different manners: (a) as a boundary to landslide-triggering events (Figure 1A); (b) as a boundary to non-triggering events (Figure 1B); and (c) as a boundary between landslide-triggering and non-triggering events (Figure 1C). Case (a) is the most commonly used. Case (b) is useful when the period of meteorological observations is relatively short. Case (c) is the ideal situation for the adequate design and operation of an EWS.

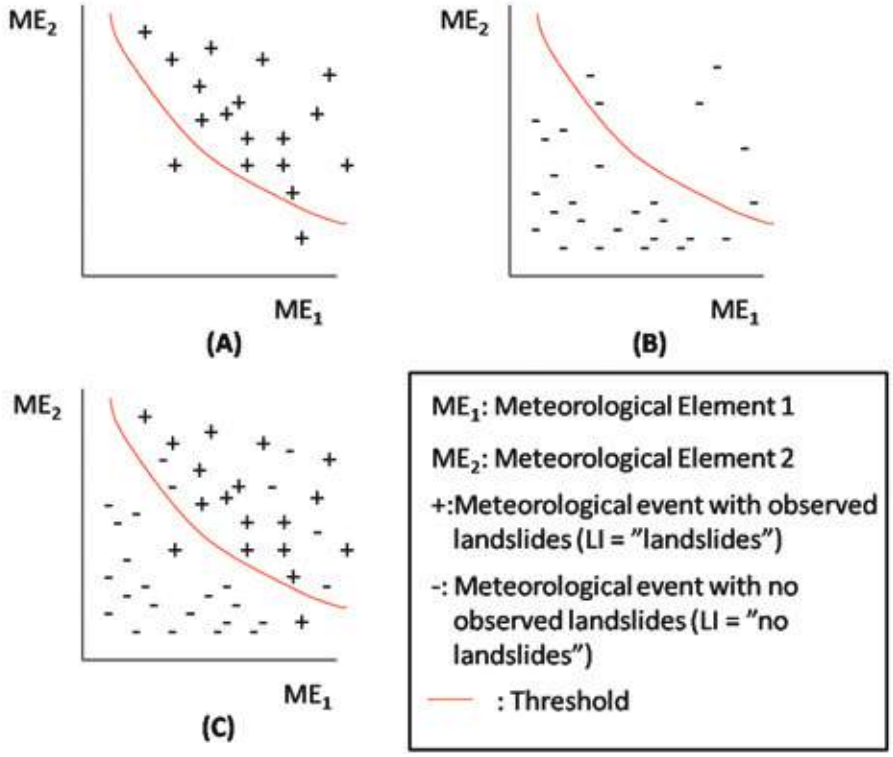


Figure 1. Types of thresholds based on the available classes of meteorological events: (a) Only landslide occurrences available; (b) only non-occurrences available; (c) both occurrences and non-occurrences are available. For simplicity, a threshold based only on two meteorological elements (ME) is shown. The proportion of "landslide" events in relation to "no landslides" events is usually very small and does not correspond to the proportion shown in (c), which is presented for illustration purposes only. Adapted from Cepeda and Devoli (2008).

The approach shown in Figure 1A was used by Sandersen et al. (1996) for estimating thresholds for debris flows using data from 30 events in Norway (Figure 2).

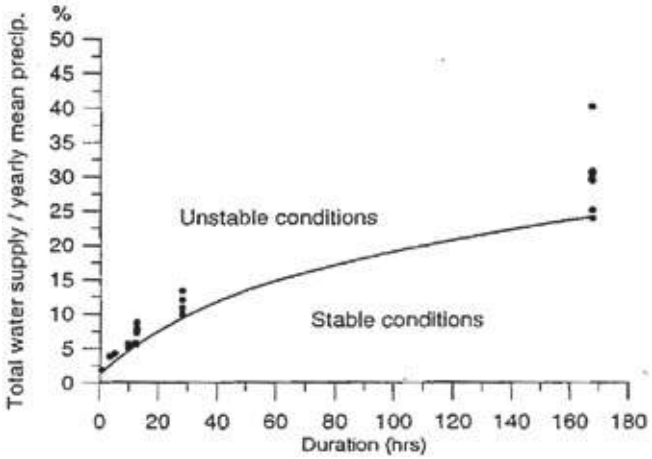


Figure 2. Threshold for debris flows in Norway (Sandersen et al., 1996). The point markers are conditions that triggered debris flows.

The present paper estimates thresholds as boundaries between triggering and non-triggering precipitation events (i.e., using the definition of Figure 1C).

An additional complexity in the estimation of thresholds is the uncertainty in the occurrence (time and location) of the landslide events that are used for calibration. This aspect can be significant in many inventories. For example, in the Norwegian database of landslides, 3 044 events have an associated uncertainty of 12 hours or more (up to 64 days). The usual procedure for dealing with these uncertainties is to discard all events that exceed an arbitrary limiting value. For example, Jaedicke and Kleven (2008) analysed a subset of the Norwegian database but discarding all events with an uncertainty greater than ca. 5 days. The events included in their analyses were used without any associated uncertainty.

The present paper introduces a novel procedure for incorporating the uncertainty in time in the estimation of thresholds.

The results presented in this paper were part of the research activities of the International Centre for Geohazards (ICG) and the Norwegian Geotechnical Institute (NGI) during the project SafeLand (http://www.safeland-fp7.eu/) funded by the Seventh Framework Programme for research and technological development (FP7) of the European Commission.

DATASETS

Norangselva catchment

The Norangselva catchment has an area of 56 km^2 and is located in the county of Møre og Romsdal covering the municipalities of Ørsta and Stranda. Figure 3 shows the distribution of landslide incidents in the dataset. All the landslides in this catchment were reported by the

road authorities (Statens Vegvesen). In consistence with this, the locations of the incidents are along roads.

Soil slides and debris flows incidents on this catchment are associated with remobilization of deposits along channels and ruptures on moraine or weathered materials. Rock slides and rock falls occur due to rupture of gneiss in steep slopes. Figure 3 shows the distribution of surficial deposits.

The dataset comprises 90 landslides from 1892 to 2005 (86 events from 1992 to 2005). The distribution according to their type is as follows:

- Debris flows: 13
- Soil slides: 54
- Rock falls and rock avalanches: 23

Daily precipitation data from the Sæbø station (1992-2005) was used for the analyses. The data was retrieved from eKlima (http://eklima.no), the web portal of the Norwegian Meteorological Institute.

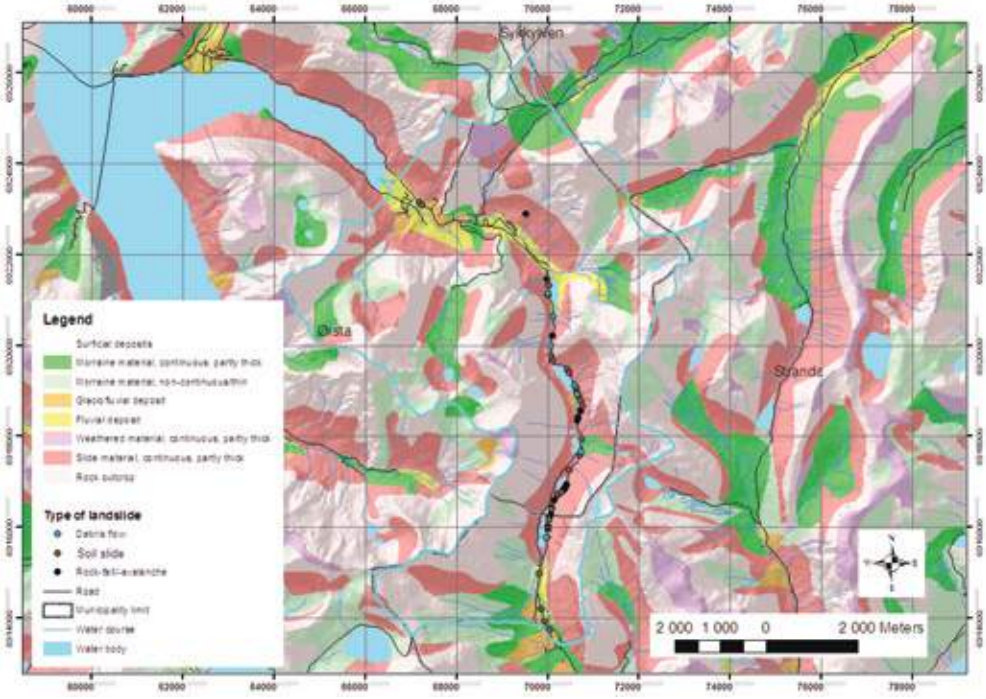


Figure 3. Norangselva catchment: landslide inventory and surficial deposits.

Nedre Romerike area

The Norwegian landslide database includes 30 earth slides (not induced by human activity) in the Nedre Romerike area. All these events were triggered during autumn 2000. Many of these

landslides occurred near rivers and lake shores. The terrain is characterised by flat open areas that are cut by steep river ravines. The terrain was formed from river and marine sediments after the last ice age. The ground consists mainly of a thin layer of soils of grain sizes varying from gravel to clay. There are large areas of desalinated marine quick clays. Major historical landslides have occurred in these quick clay deposits leading to the destruction of property and loss of lives. The area is ideal for farming and comprises a significant fraction of the farm land in Norway. Due to the high population density in this area, there is a strong pressure on authorities for reduction of landslide risk in the area. This dataset has been described in detail by Jaedicke and Kleven (2008). The distribution of landslides is shown in Figure 4. The time-uncertainty of these events ranges between 1 day and 64 days. Daily data from the station Skedsmo-Hellerud (1972-2003) was used for estimating precipitation conditions. This data was also retrieved from eKlima.

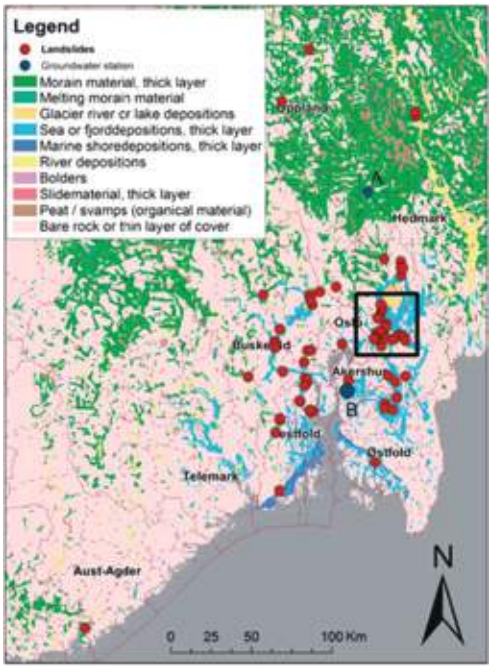


Figure 4. South-Eastern Norway: landslide inventory during autumn 2000 and surficial deposits (Jaedicke and Kleven, 2008). The landslide events used for estimation of thresholds in the present study are inside the black square (east of Oslo) in the Nedre Romerike area.

METHODS

Classification trees

Classification trees are binary classifiers that are constructed by repeated splits of subsets of a sample into two descendant subsets, beginning with the whole sample itself. Each split occurs

at a node, usually defined by a relational expression involving a predictor (rainfall parameter) and a constant (a threshold). Each terminal subset is a leaf of the tree. A classic background reference on this method is Breiman et al. (1984). Classification trees have been used for estimation of thresholds for triggering of landslides (Rességuier, 2006).

Discriminant analysis

The aim of a discriminant analysis is to find a linear function that combines several parameters (e.g., precipitation parameters) and enables the separation of two or more classes of events (e.g., non-landslide triggering and landslide triggering). This model has been used for estimation of thresholds in British Columbia, Canada (Jakob and Weatherly, 2003; Jakob, 2009).

Incorporating time-uncertainty in threshold calibration

The procedure is as follows:

a. For each landslide event in the inventory, produce a symmetrical probability density function (PDF) distributed in time and bracketed by the value of uncertainty given in the inventory. The PDF can be uniform, triangular, or other form, but its area must be equal to 1.

b. Assuming that the landslide events are not mutually exclusive, apply the addition rule for estimating the union of the PDFs of all events.

c. Classify the resulting distribution according to the level of total time-uncertainty (e.g., low, medium, and high).

d. Estimate thresholds for the different levels of time-uncertainty.

RESULTS

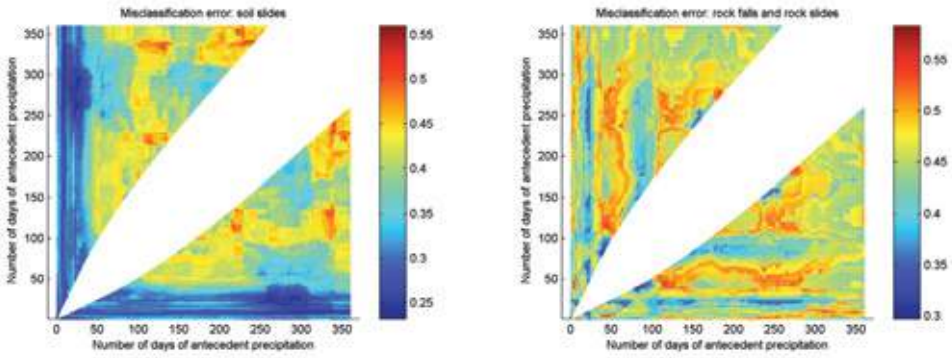
Norangselva catchment

The calibrated thresholds for debris flows and soils slides are shown in Table 1. Note that the calibration has considered not only landslide-triggering precipitation, but also non-triggering events (last two columns in Table 1). Correct and incorrect predictions are shown on the green and orange columns, respectively. It is a well known fact that hourly precipitation is required to adequately characterise triggering conditions for debris flows (e.g., Sandersen et al., 1996), so the threshold for debris flows given in Table 1 could be significantly improved if hourly data were available.

Table 1. Thresholds for debris flows and soil slides on the Norangselva catchment.

Type of landslide	Number of days of antecedent precipitation	Threshold (mm)	Days with landslides		Days without landslides	
			Predicted	Missed	Predicted	False alarms
Debris flows	1	17	3	0	4564	547
Soil slides	7	54	25	5	3681	1403

Discriminant analyses were also performed for this dataset by computing linear combinations of pairs of antecedent precipitation (e.g., 2-day with 30-day, 5-day with 45-day, etc.) from 1-day to 360-day antecedent precipitation. For the discriminant analysis at each pair, the misclassification error was computed. The misclassification error is a measure of the number of missed events and false alarms. The results for soil slides are shown in Figure 5A. It can be seen that durations of less than about 40 days consistently produce the lowest misclassification errors.



(A) (B)

Figure 5. Misclassification errors for (A) soil slides and (B) rock falls and rock slides on the Norangselva catchment using the discriminant analysis method. The blank areas are combination pairs of antecedent precipitation that are strongly correlated (i.e., for the purposes of this paper, having an R-squared value larger than 0.8), and, consequently, were not analysed.

Figure 5B shows the result of the discriminant analyses for rock slides and rock falls. Compared to Figure 5A, a consistent pattern of low misclassification errors cannot be identified. Furthermore, the plot indicates that there is a predominance of higher misclassification errors. This low predictive capacity of precipitation for establishing thresholds in rock falls and avalanches confirms previous observations made by Sandersen et al. (1996), which were based on the analysis of 31 rock falls and rock slides from all Norway.

Improvements in thresholds for this type of landslides can be foreseen if other factors influencing significant effects (e.g., freeze-thaw) are also included.

Nedre Romerike area

The procedure described in the previous section and the time-uncertainty of each event in the dataset (ranging between 1 and 64 days) were used to compute the distribution of probabilities in time. The resulting distribution is shown in Figure 6. For the purposes of calibration of thresholds, the probabilities in Figure 6 were classified in three ranges: low, medium and high.

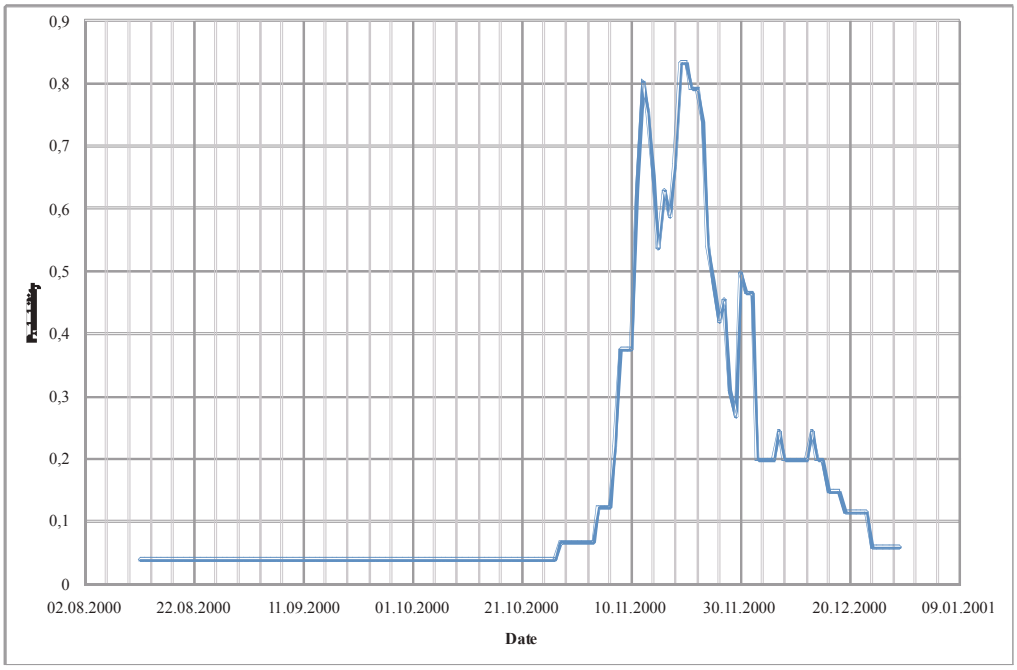


Figure 6. Probability of earth slides vs time in the Nedre Romerike area during autumn 2000. The vertical axis is the probability of occurrence of at least one landslide in one day estimated based on the associated time-uncertainty of each event in the landslide inventory.

Discriminant analyses were performed for antecedent precipitation ranging between 1 day and 360 days. The optimum thresholds (minimum misclassification error) were obtained for 46-day antecedent precipitation. The thresholds were also obtained for three levels of time-certainty: “low”, “medium” and “high”. Aditionally, the analyses were performed taking into account variability in the prior probabilities of landslide events. Based on the conceptual framework of thresholds by Cepeda et al. (2010), these prior probabilities can be considered to correspond to susceptibility levels ranging from low (low prior) to high (high prior). The calibrated thresholds are shown in Figure 7.

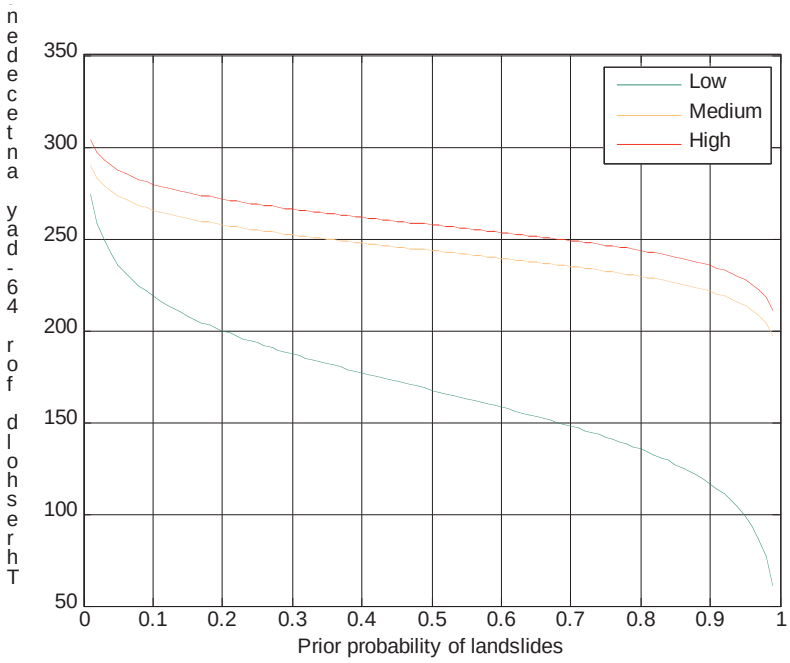


Figure 7. Thresholds for precipitation-induced earth slides in the Nedre Romerike area. The curves "low", "medium", and "high" indicate the time-certainty of landslide occurrence. The horizontal axis (prior probability of landslides) can be calibrated for landslide susceptibility levels (i.e., low prior probability for low susceptibility zones, and high prior probability for high susceptibility zones).

CONCLUDING REMARKS

- The computation of a threshold as a boundary separating triggering and non-triggering events allowed to estimate the predictive performance of the calibrated thresholds.
- The threshold for soil slides in the Norangselva catchment was estimated at 54 mm for 7-day antecedent precipitation.
- Rock falls and rock avalanches were poorly predicted by antecedent precipitation. It is foreseen that additional parameters connected to other significant effects (e.g., freeze-thaw) can improve the threshold performance for these types of landslides.
- The optimum threshold for earth slides in the Nedre Romerike area was estimated at 250 mm for 46-day antecedent precipitation (at 0.5 prior probability and for Medium-High time-certainty).
- Further refinements of the thresholds for soil slides should also include predictors related to the effect of snowmelt, which can significantly contribute to the total infiltration.

ACKNOWLEDGMENTS

The Norwegian Geological Survey (NGU) kindly provided the Norwegian landslide database and the maps of bedrock and surficial deposits. The Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) kindly provided the maps of catchments, which were used for the selection of the study areas. The contributions of NGU and NVE are gratefully acknowledged. The financing of the Seventh Framework Programme for research and technological development (FP7) of the European Commission and the Norwegian Research Council (NFR), both through the project SafeLand, are also gratefully acknowledged.

REFERENCES

Breiman, L., Friedman, J. H., Olshen, R. A., and Stone, C. J. (1984) "Classification and regression trees." Wadsworth International Group, Belmont, Calif.

Cepeda, J., and Devoli, G. (2008) Rainfall thresholds for landslide triggering following volcanic ash eruptions and earthquakes. European Geosciences Union General Assembly 2008. Vienna, Austria. http://www.cosis.net/abstracts/EGU2008/03879/EGU2008-A-03879.pdf

Cepeda, J., Høeg, K., and Nadim, F. (2010) "Landslide-triggering rainfall thresholds: a conceptual framework." Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 43(1), 69-84. http://dx.doi.org/10.1144/1470-9236/08-066

Jaedicke, C., and Kleven, A. (2008) "Long-term precipitation and slide activity in south-eastern Norway, autumn 2000." Hydrol. Process., 22(4). http://dx.doi.org/10.1002/hyp.6878

Jakob, M., and Weatherly, H. (2003) "A hydroclimatic threshold for landslide initiation on the North Shore Mountains of Vancouver, British Columbia." Geomorphology, 54(3-4).

Jakob, M. (2009) "A real time debris flow warning system for the North shore mountains of Vancouver." K. Sassa, and P. Canuti, eds., Springer-Verlag, Berlin.

Nadim, F., Cepeda, J., Sandersen, F., Jaedicke, C., and Heyerdahl, H. (2009) Prediction of Rainfall-Induced Landslides through Empirical and Numerical Models. Picarelli, Luciano, Tommasi, Paolo, Urciuoli, Gianfranco, and Versace, Pasquale. First Italian Workshop on Landslides: Rainfall-induced landslides. Naples, Italy. http://www.ngi.no/no/Polydoc/Artikler/36918/

Rességuier, S. (2006) "River bank stability in a changing climate." Rep. No. 20051095-2, Norwegian Geotechnical Institute.

Sandersen, F., Bakkehøi, S., Hestnes, E., and Lied, K. (1996) The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability. In: International Symposium on Landslides, 7. Trondheim, Norway: International Symposium on Landslides, 7: 97-114, 1996. http://www.ngi.no/no/Polydoc/Artikler/35979/

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

KVIKKLEIREPROBLEMATIKK I RISSA - BRUK AV RESISTIVITETSMÅLINGER

Resistivity measurements for quick-clay mapping in Rissa

PhD Inger-Lise Solberg, NGU
MSc Rolf Aasland, Rambøll
Senioringeniør Einar Dalsegg, NGU
PhD Louise Hansen, NGU
PhD Jean-Sebastien L'Heureux, NGU
Cand.Real Jan Steinar Rønning, NGU (Lagleder)

SAMMENDRAG

Resistivitetsmålinger kan benyttes til en rekke formål, deriblant kartlegging av løsmasser og potensiell kvikkleireutbredelse. Metoden vil kunne være et nyttig supplement til tradisjonelle geotekniske boringer. Vi viser her eksempler fra et studieområde i Rissa i Sør-Trøndelag, hvor både 2D- og 1D-resistivtetsmålinger er utført med formål å kartlegge kvikkleireforekomster og andre geologiske materialer (1D i borehull). Resistivitetsverdiene er sammenlignet med geotekniske data, og det er i hovedsak godt samsvar mellom datasettene. Resultatene viser relativt homogene forhold ved Åsan, og mer kompliserte geologiske forhold ved Rein kirke. Herfra er ett profil beskrevet og tolket i detalj.

SUMMARY

Resistivity measurements may be used for several purposes, such as mapping of Quaternary deposits and potential quick-clay distribution. The method shows to be a useful supplement to geotechnical investigations. The present study is from Rissa in Sør-Trøndelag where both 2D and 1D resistivity measurements are carried out in order to detect quick-clay occurrences and the general distribution of unconsolidated deposits (1D in drill hole). The resistivity values are compared to geotechnical data, and there is mainly good agreement between the data sets. The results show relatively homogenous conditions in the Åsan area, while the geological conditions in the Rein kirke area are more complex. Here, one profile is described and interpreted in detail.

1 INNLEDNING

Kartlegging av kvikkleireforekomster er viktig for å kunne forebygge kvikkleireskred. Det er vesentlig å ha informasjon om tykkelse, lateral utbredelse og helning til laget, i tillegg til kvikkleiras geotekniske egenskaper (styrkeegenskaper, graden av sensitivitet, poretrykksforhold m.m.). For å få oversikt over grunnforhold i kvikkleireområder er normal praksis å benytte total- eller dreietrykksonderinger, med opptak av prøver i enkelte punkt for testing av geotekniske egenskaper i laboratorium og sikker påvising av kvikkleire. Det er i senere tid blitt vanlig å supplere grunnundersøkelsene med trykksonderinger (CPT), og benytte etablerte empiriske korrelasjoner for estimering av geotekniske egenskaper. Disse metodene gir likevel bare punktvis informasjon om grunnforholdene, og det ekstrapoleres og interpoleres med utgangspunkt i disse punktene. Slike grunnundersøkelser er i tillegg både kostbare og tidkrevende, og det kan derfor i mange tilfeller foreligge få, spredte datapunkter. 2D resistivitetsmålinger vil kunne indikere hvor det finnes kvikkleire, og leire som ikke er utvasket, og vil i så måte være et meget nyttig supplement til boringer. Metoden vil gi en

oversikt over grunnforholdene på relativt kort tid, og rimelig, sammenlignet med å dekke tilsvarende areal med boringer. Hvis man ønsker å kartlegge et område som for eksempel skal brukes til vegutbygging, kan man starte med resistivitetsmålinger og bruke disse som utgangspunkt for videre undersøkelser. På den måten vil man kunne få en mer gunstig plassering av borepunkter, i noen tilfeller kanskje færre boringer – i tillegg til en helhetlig informasjon om grunnforholdene. I Norge har 2D resistivitetsmålinger for kvikkleire-kartlegging blitt utført i forskningsprosjekter de siste 8-10 årene (se f.eks. Solberg et al. 2008; Donohue et al. 2009; Solberg et al. subm.)

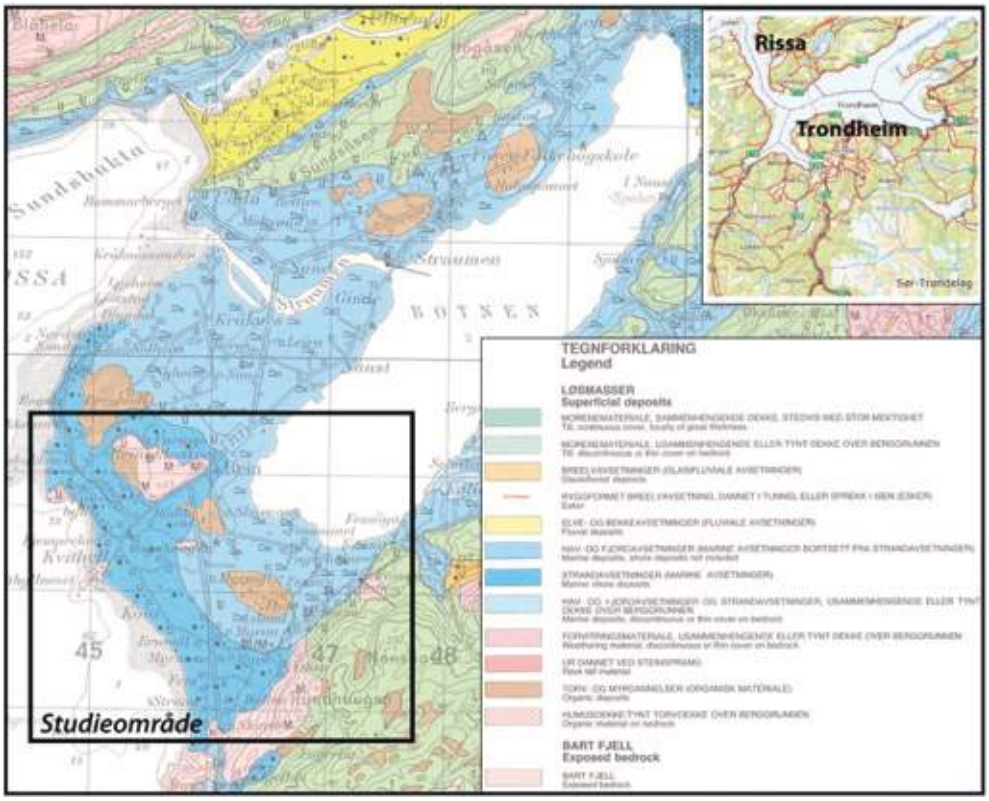
Artikkelen viser resultater fra et prosjekt i Rissa, Sør-Trøndelag, hvor 2D resistivitetsmålinger er utført. I tillegg er det gjort 1D-målinger i borehull (RCPTU). Formålet med artikkelen er å vise hvordan resistivitetsmålinger kan benyttes i et område som har kjente utfordringer knyttet til kvikkleire, og hvor de geologiske forholdene viser seg å være relativt komplekse.

2 LOKALITET

Studieområdet ligger i Rissa kommune i Sør-Trøndelag. Lokaliteten er et ± 1,5 km smalt landområde som ligger mellom Trondheimsfjorden i vest og innsjøen Botn i øst (fig. 1, 2). Straumen knytter Botn til Trondheimsfjorden, hvor tidevannet fører med seg saltvann som gjør innsjøen brakk. Sør i studieområdet ligger skredgropa til Rissaraset som gikk i 1978 (Gregersen 1981). Bortsett fra åsen i sør, er terrenget relativt flatt med fjellblotningen bak Rein kirke og kloster som høyeste punkt (50 moh.). Marin grense for Rissa er ca. 160 m over dagens havnivå (Reite 1987).

Sedimentene i studieområdet er i hovedsak tykke hav- og fjordavsetninger, stedvis med fjellblotninger og myr (fig. 2). Den vestre delen er dekket med marine strandavsetninger. Etter Rissaraset og i forbindelse med prosjektering av ny veg gjennom området, er det utført en rekke geotekniske grunnundersøkelser (Fv. 717 Sund-Bradden). Bergartene i området består hovedsakelig av grønnskifer og glimmerskifer med kvartslinser i den nordlige delen (Wolff 1978; Solberg et al. 2010). Her er det SV-NØ-gående strukturer (sprekkesoner /oppløsningshorisonter/karst) inklusive linser av krystallinsk kalkstein. Helt sør i studieområdet er det amfibolitt og granodiorittisk gneis.

Figur 1 *Fotomontasje over studieområdet (Foto: IL Solberg)*



Figur 2 *Studieområdet i Rissa ligger knapt 3 mil (luftlinje) nordvest for Trondheim. Det kvartærgeologiske kartet viser sedimentfordelingen i overflaten (Reite 1987)*

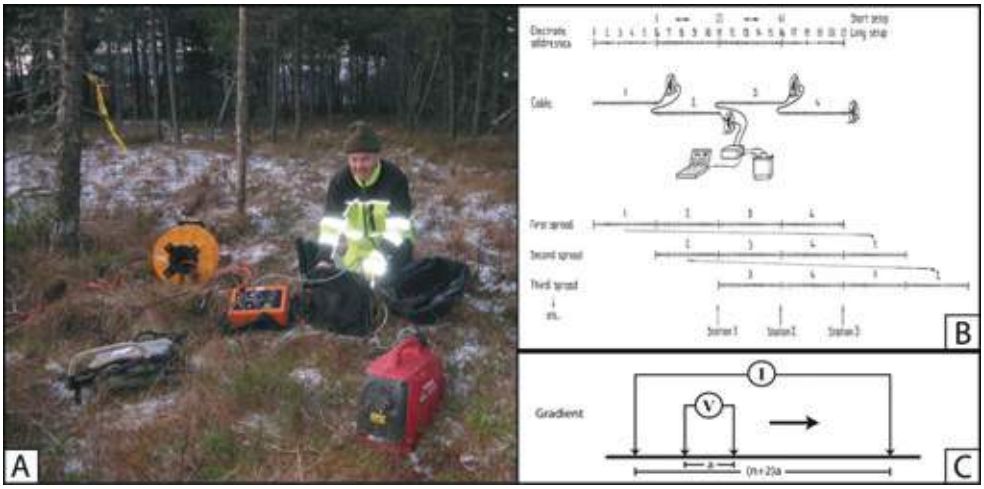
3 METODER

3.1 2D resistivitetsmålinger

Måledata ble innsamlet med LUND kabelsystem (Dahlin 1993), som består av en reléboks (Electrode Selector ES10-64C), fire multi-elektrode kabler og måleinstrumentet ABEM Terrameter SAS 4000 (ABEM 1999). Ved denne undersøkelsen ble det benyttet kabler med 5 m elektrodeavstand som har maksimal dybderekkevidde ca. 60 m, og Gradient elektrode-konfigurasjon (fig. 3). Strømstyrken var 200 mA for stort sett alle målingene. Resistivitetsdata ble invertert ved bruk av dataprogrammet Res2DInv (Loke 2007). For mer informasjon om målingene, se Solberg et al. (2010).

3.2 1D resistivitetsmålinger (RCPTU)

Resistivitet kan måles endimensjonalt i borehull ved å koble en spesialsonde til konvensjonelt CPT-utstyr. Resistivitetssonden som brukes ved NTNU er fra Geotech (Geotech 2010), og er satt opp med en wenner-alpha konfigurasjon (3,5 cm elektrodeavstand). Datapunkt med tilsynelatende resistivitet blir logget for hver 2. cm (hvert 2. sekund). Sonden er 44 mm i diameter, og skyves ned i bakken som en del av CPT-sonden. For mer detaljer, se Aasland (2010).



Figur 3 A: *2D resistivitetsmålinger i Rissa (Foto: IL Solberg).* ***B:*** *Utleggsprinsipp for måling av 2D resistivitet (Kontinuerlig vertikal elektrisk sondering, CVES) (Dahlin 1993).* ***C:*** *Gradient elektrode-konfigurasjon ble brukt i Rissa.*

3.3 Klassifisering av sedimenter fra resistivitetsverdier

Tabell 1 viser en klassifisering som kan brukes som utgangspunkt for tolkning av målte resistivitetsverdier. Det er viktig å være klar over at det er gradvise overganger mellom klassene, slik det gjerne også er i sedimentene selv. Det kan også være lokale variasjoner avhengig av f.eks. porevannskjemi, metningsgrad og mineralsammensetning. Etter supplerende undersøkelser/sammenligning med geotekniske data, vil grensene for den aktuelle lokaliteten kunne bli justert. Ved invertering av data vil skarpe overganger i geologisk materiale (f.eks. leire over fjell) framkomme som en gradvis overgang, ikke som et tydelig hopp i resistivitetsverdier.

Tabell 1. *Utgangspunkt for løsmasseklassifisering fra resistivitetsverdier (basert på bl.a. Berger (1983); Solberg et al. (2008) og Solberg et al. (subm)).*

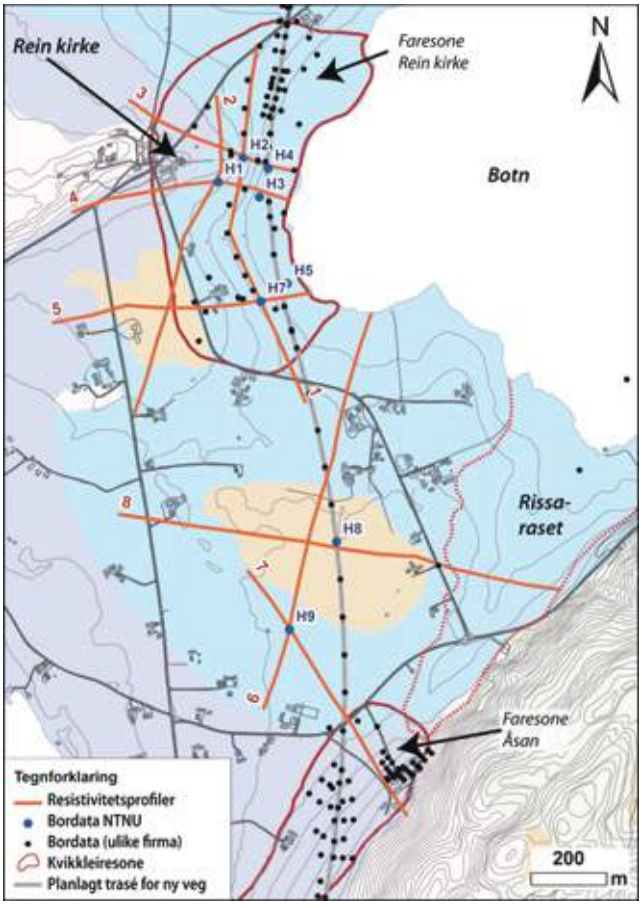
Resistivitets-verdier	**Materiale**	**Fargekode (NGUs kvikkleire-prosjekter)**	**Beskrivelse**
1-10 Ωm	Ikke-utvaskede marine leiravsetninger ”Saltholdig lerie”	Blå	Leira har vært lite utsatt for utvasking etter avsetning. Porevannet innholder fremdeles mye ioner som stabiliserer strukturen og gir god ledningsevne og dermed lave resistivitetsverdier. Godt ledende mineraler som grafitt, og andre sedimenter mettet med ionerikt vann kan også gi lave resistivitetsverdier.
10-100 Ωm	Utvaskede marine leiravsetninger Potensiell kvikkleire	Grønn, gul	Utvasking av leire fører til færre ioner i porevannet og ved et saltinnhold på mindre enn ca. 5 g/l kan kvikkleire dannes. Resistivitetsverdiene er fremdeles lave, men høyere enn for ikke-utvasket leire. Utvasket, men ikke-kvikk leire, leirig morene og siltige sedimenter kan også ligge i dette intervallet.
100+ Ωm	Tørrskorpeleire	(Gul), Orange	Tørrskorpeleire, leirskredmasser, sand og grus vil ha høyere resistivitetsverdier. Vanninnhold i sedimentene vil ha betydning for ledningsevnen. Berggrunnen har som regel resistivitetsverdier på flere tusen ohmm, men oppsprukket fjell og malmrike bergarter kan ha betydelig lavere resistivitet.
150+ Ωm	Sand, grus	Orange, rød, mot lilla	
1000+ Ωm	Fjell	(Rød), Lilla	

4 RESULTATER OG TOLKNING

For å kartlegge løsmasseavsetningene i Rissa er det målt til sammen 6,8 km i 8 2D resistivitetsprofiler (P1-P8). Det er målt 1D resistivitet i 8 borehull med RCPTU (H1-H5, H7-H9). Det er også tatt opp prøver i enkelte av RCPTU-borepunktene, hvor laboratorietestene inkluderte måling av saltinnhold i porevannet. Beliggenheten til de målte profiler og borepunkt er vist i figur 4. Det er tidligere utført en rekke geotekniske undersøkelser i området: ulike sonderboringer som bl.a. dreietrykk-, trykk- og totalsonderinger, i tillegg til poretrykksmålinger og prøvetaking med påfølgende laboratorietester (f.eks. Lund 2009).

Studieområdet er delt i to: området i nord ved Rein kirke (Profil 1-5) og området i sør ved gården Åsan (Profil 6-8). Dette er også navnene på to faresoner for kvikkleireskred i området (Gregersen & Korbøl 1989; www.skrednett.no) (fig. 4).

Figur 5 er en 3D-sammenstilling av 2D profilene, og i det følgende vil disse profilene bli beskrevet og tolket samlet. Deretter vil ett av profilene (P4) gjennomgås mer detaljert. P4 er valgt fordi det ligger i området hvor det har vist seg å være store utfordringer knyttet til stabilitet i forbindelse med den tidligere nevnte vegplanleggingen. Alle resultatene fra 2D-målingene og RCPTU-målingene kan sees i hhv. Solberg et al. (2010) og Aasland (2010).

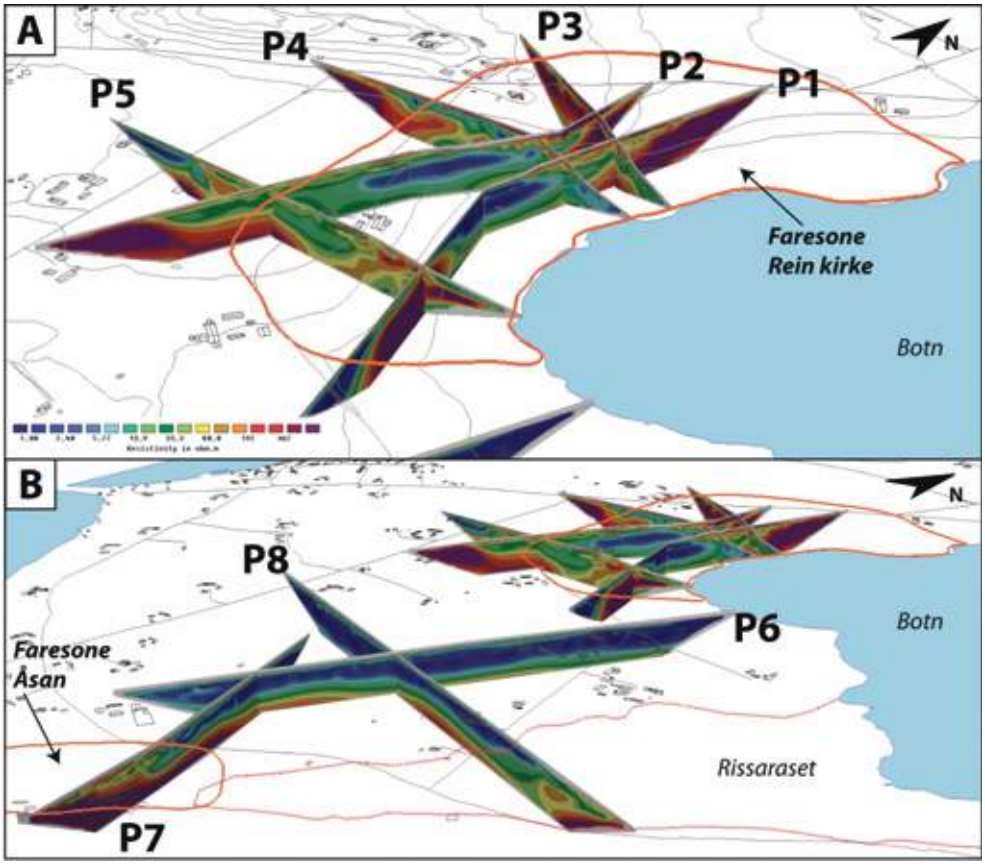


Figur 4 *Oversikt over undersøkelser i studieområdet: profillinjer for 2D resistivitets-målinger (orange linjer) og RCPTU-målinger utført av NTNU (blå punkter). Tidligere boringer ligger i hovedsak langs prosjektert trasé for ny veg gjennom området. Faresoner for kvikkleireskred er hentet fra www.skrednett.no: Rein faresone har middels faregrad, Åsan faresone har lav faregrad. Bakgrunnsfarger er fra kvartærgeologisk kart, se fig. 2. Ekvidistanse 5 m.*

4.1 Generell tolkning av områdene

I området ved Rein kirke (P1-P5; fig. 4 og 5a) viser profilene store felt med resistivitets-verdier ca. 1-200 Ωm, i hovedsak tolket til å være leiravsetninger. Blå lommer er trolig saltholdig leire, mens grønne/gule lag potensielt kan være kvikkleire. Øverst i profilene nær Rein kirke er det lag med høye resistivitetsverdier (opp til flere tusen ohmm) som er sand og/eller grus. Disse områdene er markert som marine strandavsetninger på det kvartærgeologiske kartet (fig. 2 og 4). Profilene indikerer en undulerende fjelloverflate, og tolkningen styrkes av fjellblotninger i nærheten.

Resultatene fra 2D-målingene i området ved Åsan (P6-P8; fig. 4 og 5b) er mer entydige enn ved Rein kirke (P1-P5), og det er svært godt overlapp mellom kryssende profiler. Resistivitetsverdiene varierer mellom ca. 10 til 200 Ωm i toppen og bunnen av profilene, mens det i mellom finnes et sammenhengende lav-resistivitetslag (under 10 Ωm). Dette viser at leire i området i hovedsak er utvasket i topplaget og nær åsen i sør. I tillegg er leira trolig utvasket nedenfra. I store deler av profilene ligger et saltholdig leirlag mellom de to utvaskede leirlag. Der P8 krysser skredgropa etter Rissaraset, er leira i stor grad utvasket inn mot fjellet under gropa.



Figur 5 *2D resistivitetsprofilene i Rissa satt sammen for 3D-visning i programmet ArcScene (fra ESRI).* ***A:*** *P1-P5 ved Rein kirke,* ***B:*** *P6-P8 ved Åsan.*

Boredata fra Rein kirke viser generelt sand/grus i toppen i området som er merket marine strandavsetninger (fig. 2 og 4). Kvikkleire er påvist flere steder, men som regel tynne lag. En rekke av boringene går til de stopper mot faste masser (fjell eller grove masser). Ved Åsan viser store deler av boredata bløte masser i toppen, med fast leire under. Inn mot fjellet er leira mer sensitiv, og her er det også flere innslag av grove masser (i eller under leira). I sammenligning med 2D resistivitetsverdier ligger de fleste kvikkleireforekomstene innenfor 10-100 Ωm. Kvikkleire er ikke påvist under 10 Ωm, men det finnes noen kvikkleirepartier med nokså høye resistivitetsverdier (opp mot 200 Ωm). Ved RCPTU-målingene er det i Rissa funnet kvikkleire i intervallet 13-80 Ωm.

4.2 Profil 4 ved Rein kirke

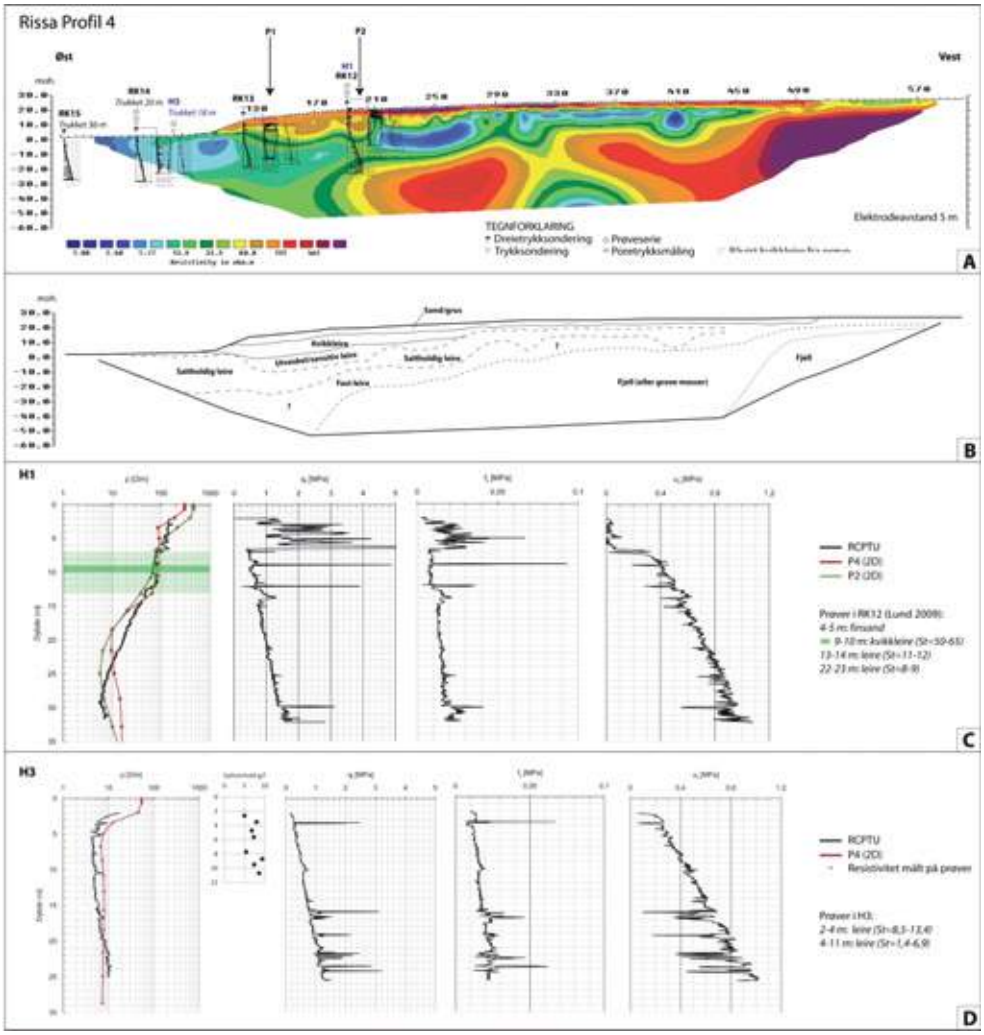
Under planleggingen av ny fylkesveg gjennom Rissa viste det seg at området nedenfor Rein kirke ville gi store utfordringer, siden stabiliteten på dagens terreng er meget lav (Lande & Lund 2009). Resistivitetsprofil 4 ligger delvis parallelt et av profilene som ble benyttet for stabilitetsvurderingene.

Profil 4 ligger rett sør for Rein kirke, og går fra en fjellblotning og ned til Botn (fig. 4). 2D-data her viser høye resistivitetsverdier på toppen i store deler av profilet (200-5000 Ωm) (fig. 6a). Dette er i hovedsak sand og grus (vannmettet og/eller tørr), tolket som marine strandavsetninger. Under dette ligger et lag med resistivitetsverdier fra 1-100 Ωm. Lommene med 1-10 Ωm er trolig saltholdig leire, og disse er mer eller mindre sammenhengende ned mot Botn. Materialet med verdier 10-100 Ωm er potensielt kvikkleire. I de dypere delene av profilet finnes høye resistivitetsverdier, men verdiene for det som er antatt fjell er lave sammenlignet med "vanlige" fjellverdier (ofte flere tusen ohmm). Dette kan ha med typen bergart og dets beskaffenhet å gjøre (innhold av ledende mineraler, graden av forvitring/oppsprekking), eller metodiske svakheter (Reiser et al. 2010). En annen mulig årsak til de lave verdiene kan komme av at P4 trolig ligger nokså parallelt en fjellrygg, med godt ledende leire på hver side, spesielt på sørsiden av profilet (se fig. 5). Mye av strømmen vil derfor kunne gå her, og gi en gjennomsnittlig lav verdi på dypet. Forklaringen kan også være en kombinasjon av alle disse årsakene, og måleretningen vil uansett ha noe å si for hva som dominerer profilene.

Boringene langs/nær profillinja til P4 konsentrerer seg i den østlige delen, i skråningen ned mot Botn (fig. 6a). Det er høy boremotstand på toppen av skråningen, ellers er profilene nokså like med liten boremotstand i 5-10 m, deretter økende motstand. Det er tatt opp prøver i 3 borehull, kun RK12 påviste et kvikkleirelag, mens leira var middels sensitiv i øvre del av RK14 og H3 (Lund 2009; Aasland 2010). Når de ulike boredata sammenlignes med 2D-data er det generelt meget godt samsvar. Ett unntak er i nedre deler av RK12 hvor det er høy boremotstand, mens 2D-data viser potensiell kvikkleire. Leira kan være utvasket her, men ikke kvikk, eller det kan være saltholdig leire som skjules på grunn av den gradvise overgangen mot høye resistivitetsverdier (grove masser/fjell) (metodisk årsak). Figurene 6c og 6d viser generelt god overensstemmelse i sammenligning av ulike typer data i punktene H1 og H3. Influensområdet til RCPTU-sonden er svært lite og den måler i relativt homogent materiale for hver avlesning, mens 3D-effekter vil gjøre større utslag på 2D-målinger.

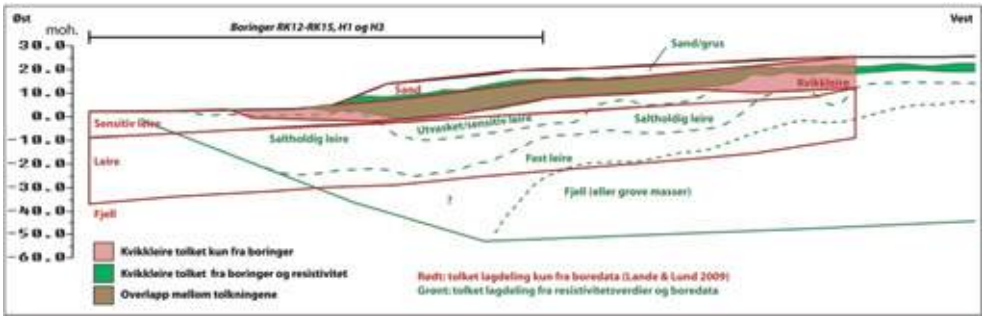
Det er grunnvannsutslag like nedenfor Rein kirke, og dette kommer muligens ut i overgangen mellom sand/grus og impermeabel leire. Den spesielle fjelltopografien under sedimentene kan også ha noe å si for grunnvannsforholdene, men tilgangen på grunnvann med høye gradienter *kan* være begrenset ved P3 og P4 siden det også er en fjellbarriere langs P5 (fig. 5, se også

Solberg et al. 2010). Denne vil muligens bremse grunnvannsstrømmen fra sør mot nord. Dette kan være årsaken til at det fremdeles finnes lommer av saltholdig leire i utvasket leire mellom sand/grus og fjell i P4, i den delen der fjelloverflata (evt. grove masser) ligger nokså horisontalt.



Figur 6 A: *2D resistivitetsprofil P4 med boredata som ligger langs eller nær profillinja (Boredata: H1 og H3: Aasland (2010); RK12-RK15: Lund (2009)).* ***B:*** *Geologisk modell/tolkning av data.* ***C:*** *RCPTU-data fra H1, prøvedata fra RK12 og 2D-data fra P2 og P4.* ***D:*** *RCPTU-data og prøvedata fra H3 og 2D-data fra P4.*

Figur 7 viser tolket lagdeling fra kun boredata sammenlignet med samtolket lagdeling fra resistivitetsverdier og boredata. I dette tilfellet er det er nokså godt samsvar, men samtolking av geofysiske og geotekniske data gir mer detaljert tolkning av grunnforholdene.



Figur 7 *Tolket lagdeling fra kun boredata vist i rødt (Lande & Lund 2009) sammenlignet med samtolket lagdeling fra resistivitetsverdier og boredata vist i grønt. Det er nokså godt samsvar, men samtolking av geofysiske og geotekniske data gir mer detaljert tolkning av grunnforholdene.*

4.3 Avgrensning av kvikkleiresoner

Profilene ved Rein kirke ligger både innenfor og strekker seg ut over kvikkleirefaresonen, mens fleste boringene ligger innenfor sonen (fig. 4). I figur 5 er grensen for sonen tegnet inn, og basert på tilleggsinformasjonen fra resistivitetsprofilene kunne sonen vært noe begrenset i nord (P1-P3). I sørvest kunne sonen vært utvidet basert på at det trolig finnes kvikkleire noe utover sonegrensen (P2 og P5). Ved faresonen Åsan er det kun ett profil som er innenfor, deler av P7. Avgrensningen av sonen i øst stemmer nokså godt overens med resistivitetsprofilet. For øvrig kan det nevnes at resten av P7, i tillegg til P6 og P8, viser et opp til 8 m tykt lag bløt/sensitivt topplag over saltholdig leire i hele området mellom de to faresonene. Dette er bekreftet ved boringene.

5 SLUTTKOMMENTAR

Resistivitetsprofiler vil gi informasjon om type sedimenter, deres fordeling og eventuelt lagdeling (i grov skala). Dataene vil også kunne indikere dyp til fjell. Informasjon om kvikkleire (ca. 10-100 Ωm), saltholdig leire (under ca. 10 Ωm), andre typer løsmasse og fjelltopografi er nyttig for å forstå dreneringsforhold og begrensningen til en eventuell skredutbredelse. Når resistivitetsprofiler brukes i en tidlig fase av grunnundersøkelser, vil de kunne gi nyttig innspill til plassering av boringer. Dette vil potensielt begrense antall boringer, i tillegg til at informasjonen fra boringene vil kunne bli mer verdifull. Under tolkning av data vil profilene kunne benyttes i interpolasjon mellom borepunkt, og således gi mer realistiske stabilitetsberegninger. Siden profilene dekker et relativt stort område, vil det lette en mer helhetlig forståelse av området og dets utvikling – med hensyn til både geologi og geoteknikk.

6 REFERANSER

Aasland, R. 2010: Kartlegging av kvikkleire med 2D resistivitet og RCPT i Rissa. Masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

ABEM 1999. ABEM Terrameter SAS 4000/SAS 1000. Instruction Manual. ABEM Printed Matter 93101. ABEM, Sverige

Berger, B. 1983: Geofysiske metoder anvendt i ingeniørgeologiske undersøkelser. Dr. ing. avhandling, Institutt for petroleumsteknologi og anvendt geofysikk, NTH

Dahlin, T. 1993: On the Automation of 2D Resistivity Surveying for Engineering and Environmental Applications. Dr. Thesis, Department of Engineering Geology, Lund Institute of Technology, Lund University.

Donohue, S., Long, M., O'Connor, P., Helle, T.E., Pfaffhuber, A. & Rømoen, M. 2009: Geophysical mapping of quick clay - a case study from Smørgrav, Norway. I: Proceedings of Near Surface 2009, Dublin, Ireland, Expanded Abstracts C17

GeoTech 2010: CPT Electric Conductivity Adapter. Datablad. www.geotech.se

Gregersen, O. 1981: The quick clay landslide in Rissa, Norway. NGI Publication No. 135: 1-6

Gregersen, O. & Korbøl, B. 1989: Kartlegging av områder med potensiell fare for kvikkleireskred. NGI rapport 86054-1

Lande, E.J. & Lund, A.K. 2009: Rv 717 Sund-Bradden. Stabilitetsberegninger. NGI rapport 20091264-00-53-R

Loke, M.H. 2007: Res2DInv ver. 3.56. Geoelectrical Imaging 2D and 3D. Instruction Manual. Geotomo Software, www.geoelectrical.com

Lund, A.K. 2009: Rv 717 Sund-Bradden. Grunnundersøkelse, Datarapport. NGI rapport 20091264-00-36-R

Reite, A.J. 1987: Rissa. Kvartærgeologisk kart 1522 II - M 1:50 000. Beskrivelse. NGU Skrifter 82

Reiser, F., Dahlin, T., Rønning, J.S. & Solberg, I.L. 2010: Resistivity modelling for clay layer characterisation, possibilities and limitations. NGU rapport 2010.047

Solberg, I.L., Dalsegg, E. & Hansen, L. 2010: Geofysiske målinger for løsmassekartlegging i Rissa, Sør-Trøndelag. NGU rapport 2010.045

Solberg, I.L., Hansen, L., Rønning, J.S., Haugen, E.D., Dalsegg, E. & Tønnesen, J.F. (subm): Combined geophysical and geotechnical approach for ground investigations and hazard zonation of a quick-clay area, Mid Norway. Submitted to Bulletin of Engineering Geology and the Environment

Solberg, I.L., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Hansen, L., Rokoengen, K. & Sandven, R. 2008: Resistivity measurements as a tool for outlining quick clay extents and valley fill stratigraphy: feasability study from Buvika, Central Norway. Canadian Geotechnical Journal 45: 210-225

Wolff, F.C. 1978: Rissa. Berggrunnsgeologisk kart 1522 II, M 1:50 000. NGU

www.skrednett.no [Oktober 2010]

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

3D FE SSI ANALYSES OF THE TROLL A PLATFORM

3D FE samvirke analyser av Troll A platformen

Siv.Ing. K. S. Skau, NGI
Prof. II. H.P. Jostad, NGI
Prof. II. A.M. Kaynia, NGI

SUMMARY

The paper presents the Finite Element Analyses (FEA) related to the re-design for larger top side weight of the Troll A platform. The FEA were carried out with the ABAQUS program and involved several challenging numerical and geotechnical aspects. The Troll A platform geometry and the surrounding soil were modeled in 3D and the analyses gave important and reliable results that were used to describe the global foundation stiffness and the soil reactions acting on the structure. The paper shows the effect of Soil-Structure Interaction and the importance of the structural stiffness in calculations of soil reactions and foundation stiffness.

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer elementmedtodeberegningene knyttet til prosjektering for økt vekt av toppdekket på Troll A-plattformen. Elementmedtodeberegningene ble utført i programmet ABAQUS, og involverte flere utfordrende numeriske og geotekniske forhold. Troll A-plattformens geometri og grunnen omkring ble modellert i 3D, og analysene ga viktige og pålitelige resultater som ble benyttet for evaluering av globale stivhet og jordtrykket som virker på konstruksjonen. Artikkelen viser effekten av jord-konstruksjonssamvirke og betydningen av strukturell stivhet i beregningene av jord reaksjoner og fundament stivhet.

1. INTRODUCTION

The Troll A platform was installed in the North Sea in 1996 at about 300m water depth. It was and it still is the tallest structure ever moved by mankind. The dimensions of the structure are tremendous, and so is the gas production. The daily production capacity is about 120 million cubic meters (Sm^3), and the Troll field contains about 40% of the known gas resources on the Norwegian shelf.

Figure 1 Troll A at sunset

The Troll A platform has recently been re-designed for a possible increase of the top side weight. The increase is caused by required modification to ensure Troll A's position as a guarantor for stable deliveries to Europe. However, a weight increase changes the natural period of the platform, and thus the dynamic response. Due to this change, Statoil (the operator) decided that the whole platform should be re-assessed according to the present design codes. NGI was involved in the redesign together with Aker Solutions and Dr ing. Olav Olsen. The geotechnical aspects were considered by NGI, while Aker Solution and Dr ing. Olav Olsen considered the structural aspects.

From measurements it was observed that the natural period of the Troll A platform was shorter than the natural period from analyses. This was discovered by processing a huge amount of measured data at varying load levels. Based on this difference, which was believed to be due to incorrect representation of the stiffness in the analyses, it was decided to re-evaluate the foundation stiffness. The evaluation included several activities and among them new FE analyses, which are presented in this paper.

In addition to the global foundation stiffness assessment, it was clear that the increased soil pressure acting on the structure was a challenge. The distribution of the soil reactions as assumed in the original design gave locally high utilization ratios of the structural capacity. The high utilization ratios occurred because of increased loads and because the code requirement had changed. The distribution of the soil reactions was then re-assessed and possible revisions were considered. The new FE analyses were used in this evaluation.

Hence, 3D FE analyses were performed to verify the foundation stiffness and to study the distribution of the soil reactions. The analyses involved a broad range of numerical and geotechnical aspects. However, this paper will mainly focus on the effect of soil structure interaction (SSI) due to cyclic loading from waves, wind and current.

2. THE FE MODEL

The FE model of the Troll A platform with the surrounding soil is shown in Figure 2. Figure 3 shows a plan view of the FE model and the drawing of the footprint of the Troll A platform foundation. The FE model was built in ABAQUS CAE and run in ABAQUS/Standard (ABAQUS, 2010). The program makes it possible to build a model with an accurate representation of the platform geometry. To reduce computational costs, only a quarter of the platform was modeled as seen in Figure 2. This could be done because the cyclic and static loads were analyzed separately, and that the cyclic response parallel to the axes on Figure 3 was assumed to be symmetric and antisymmetric. Hence, the boundary conditions applied were symmetric along the cut surface parallel to the load direction, and anti-symmetric on the cut surface normal to the load direction. The shafts were modeled up to the riegel, 150m above seabed. The riegel is a beam connecting the two shafts. The global load where applied on a rigid plane connecting the two shafts at riegel level.

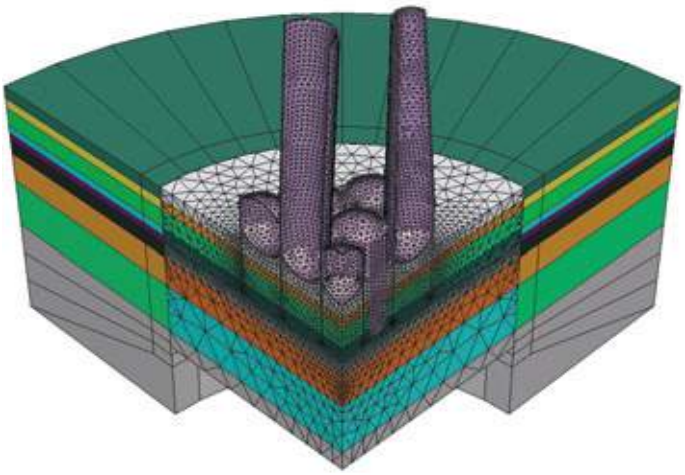


Figure 2. The ABAQUS 3D FE model represents a quarter of the foundation. The foundation skirt is penetrated 36m down into seabed. The skirt wall thickness varies from 0.5-1.5m.

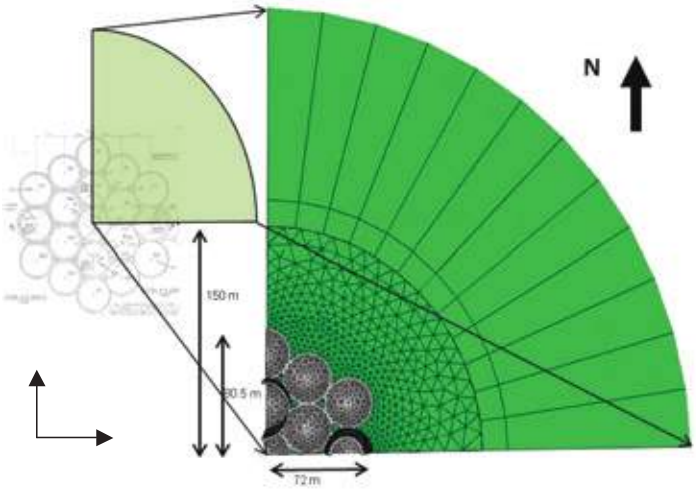


Figure 3. Plan view of the FE model and drawing of the footprint of the Troll A platform. The green zone on top of the drawing indicates the part of the foundation that is modeled.

The structure was modeled with a 10-noded solid tetrahedral element, which is well suited for complex geometry meshing. For the soil, a 10-noded tetrahedral element (denoted 3CD10H in ABAQUS) with an additional pressure degree of freedom was used. The element type was tested extensively to ensure sufficient behavior under various load conditions. The pressure degree of freedom makes it possible to use incompressible material properties without introducing artificial numerical shear stiffness (shear locking). The incompressible behavior of the soil is of great importance for this problem because it influences the soil pressure distribution within the cell compartments. The importance of this is described in Hansteen (1994). Values of the Poisson's ratio of $v = 0.49$ is acceptable for undrained modeling of most geotechnical problems. However, for this problem $v = 0.49$ would have given the soil possibility to compress too much and then over estimate the friction inside the cell compartment walls. The ground condition is not paid much attention in this paper, but a thorough description can be found in By and Skommedal (1992). The largest uncertainty in the soil material is the behavior of the deformed soil within the cell compartments, where the excess pore pressure generated during installation has still not consolidated. Sensitivity analyses were carried out to study the effect of stiffness uncertainties within the cell compartments. In addition, measurements gave useful information confirming the obtained results. For the considered cyclic loads full roughness between the soil and the structure was assumed.

Global foundation stiffness analyses are vulnerable for influence from the boundaries, especially the initial stiffness, where the small strains far away from the platform become significant. Hence, the required size of the model grows compared to a displacement analysis which is dominated by larger strains close to the area of interest. To avoid the computational problem to grow in the same order, a special element called infinite element (denoted CIN3D8 in ABAQUS) was used to simulate the far field behavior.

The material model used for the soil was an isotropic non-linear elastic model. This is the same model as used in the original design. The model has a high, realistic initial shear

stiffness and a tangential stiffness equal to zero at failure. The stress strain relationship represents the cyclic behavior for a specific number of equivalent load cycles. This means that the cyclic behavior of the material was taken into account even though the analyses were carried out as static analyses. The FE model contained 1.3 million variables and was run on a NGI computer cluster using parallel processing. A typical run was performed in 2-5 hours on the cluster depending on the numbers of processors used.

3. GLOBAL FOUNDATION STIFFNESS

The foundation stiffness is often represented by linear or nonlinear springs in the structural analyses. A spring representing the complex behavior of a real foundation is off course a simplification. The overall assumption in such a idealization is that the plane where the spring is attached behaves very stiff.

The governing cyclic loads from wave and wind, acts on the upper part of the Troll A platform. The loads are then transferred down to a mudline moment and a shear force. How the loads are transferred depends on the stiffness of the structure. In the case of the Troll A platform, the global moment can be transferred as a combination of local moments in each shaft and vertical forces parallel to the shaft direction. The actual combination depends of the relative stiffness of the structure and soil. If the structure is very stiff, the effect is insignificant. If the structure is flexible the effect can be important. At the Troll A platform the load was applied at the riegel level, 150m above seabed. As already mentioned the load was applied by assuming a rigid plane connecting the two shafts. But it was also carried out a sensitivity study to consider the effect of different load applications. In the study, the load was applied in three different ways 1) Global moment applied on a rigid plane involving all four shafts. 2) Local moments applied on each shaft assuming each shaft cross section to be a rigid plane. 3) Vertical loads in each shaft assuming each shaft cross section to be a rigid plane. The soil was modeled as linear elastic in these analyses. Figure 4 shows the vertical displacement from the three analyses along the blue dotted line indicated on the drawing. As it can be seen, the analyses where the load is applied as local moment in each shaft, differs from the other two. This means that the foundation itself is not stiff enough to make the load application insignificant. The difference of the three analyses is caused by different adaptation of the behavior of the upper part of the structure. Even though it can be argued that the global moment is unlikely to be transferred by local shaft moments, the conclusion is that the foundation itself is not stiff enough to be assumed as rigid.

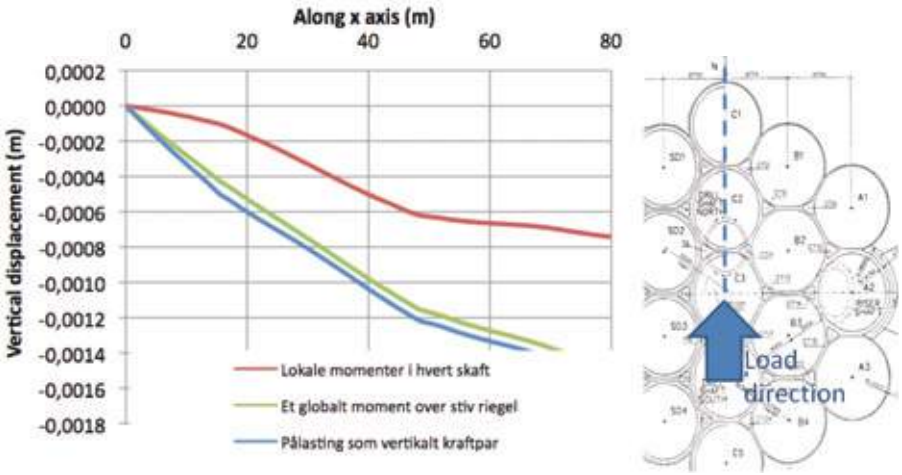


Figure 4. Vertical displacement along the blue line on the drawing (right) at seabed level. The three curves refer to different load applications of the same global mudline moment.

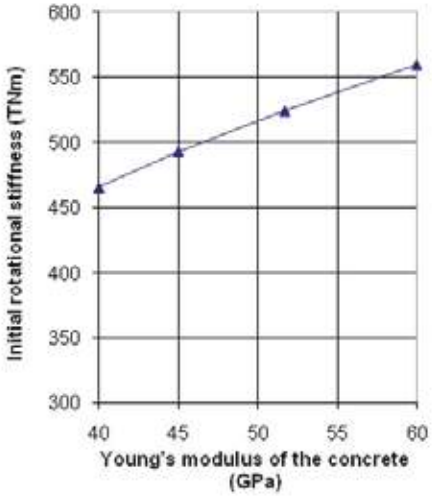


Figure 5. The initial global foundation stiffness as function of the concrete stiffness.

There were also uncertainties related to the stiffness of the concrete. It is important to keep in mind that concrete is a inhomogeneous nonlinear material with cracks effecting the behavior at high load levels. Like geo materials, concrete material is difficult to describe. To demonstrate the importance of the concrete properties, a parametric study was carried out. The initial global stiffness was calculated for varying values of the Young's modulus of the concrete. It can be seen from Figure 5, that the concrete stiffness clearly affects the results.

Based on the sensitivity studies like the two shown above, it was demonstrated that the accuracy of the global foundation stiffness was dependent on the structural behavior. Figure 6 shows the vertical displacement of the structure along the dashed line in Figure 4, for the 100yr design load from waves, winds and current. It is clearly shown that the structure deforms and that an assumption stating that the structure is rigid, does not reflect the reality. The shaft (17 – 48 m from the centre) has a local rotation larger than the rest of the foundation. This makes it hard to represent the foundation stiffness as one single global

spring stiffness. To include the deformation pattern in the structure shown in Figure 6, NGI proposed a slightly more sophisticated foundation model for the structural analyses, containing local springs below each shaft in addition to the global spring. The model is shown schematically in Figure 7. The local spring at the bottom of each shaft is then determined according to local rotation seen in Figure 6. The global spring is then determined as the rotation of a imaginary plane from the centre of the platform to the centre of the shaft.

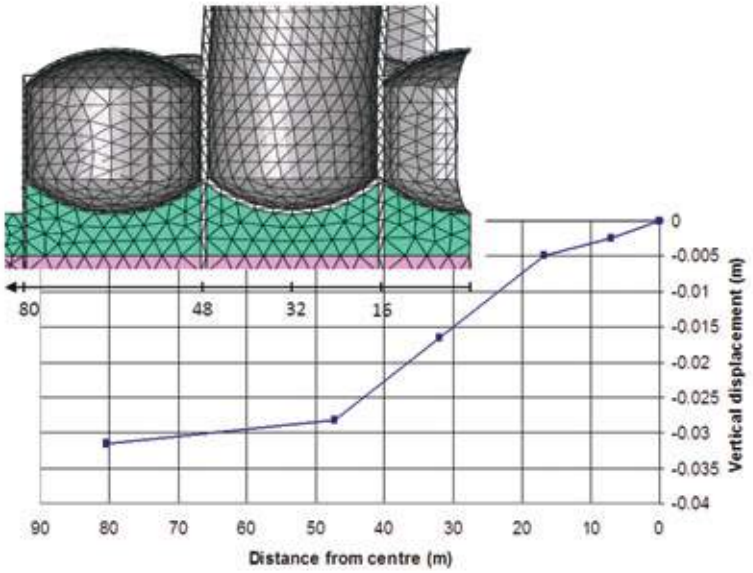


Figure 6. Vertical displacement of structure along Y-axis at maximum load.

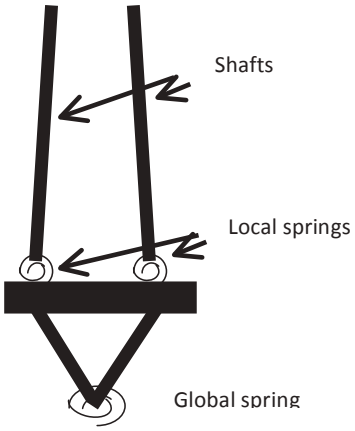


Figure 7. Principle sketch of the idealized model with springs

4. SOIL REACTIONS ON STRUCTURE

The soil reactions on the structure are reactions to an external load applied to the platform and a result of platform weight itself. The distribution of the soil reactions is of great importance, but however hard to predict. The original design was based on the principle of unit loads. The unit loads express the soil pressure as a set of smooth functions which are combined to achieve equilibrium with the global loads. The unit load method is a robust and well proven method. However, it is based on idealized distributions of the soil reactions which can give large deformations in the structure, and sometimes introducing considerable conservatism in the design. It has been experienced that a lot of stress peaks and singularities disappear when SSI effects are taken into account.

In the unit loads from the original design, the SSI effect was included by engineering judgment and simplified analyses. With the new 3D FE model of Troll A platfrom, it was possible to study the SSI effect directly from the analyses. Figure 8 shows the mean stresses in the soil under max cyclic load. As it can be seen, the mean stress in the cell compartment below the shaft is close to zero. This is because the compartment is drained at the base. In the cell compartment next to the drained cell, large mean stresses can be seen. This compartment carries a significant portion of the global load.

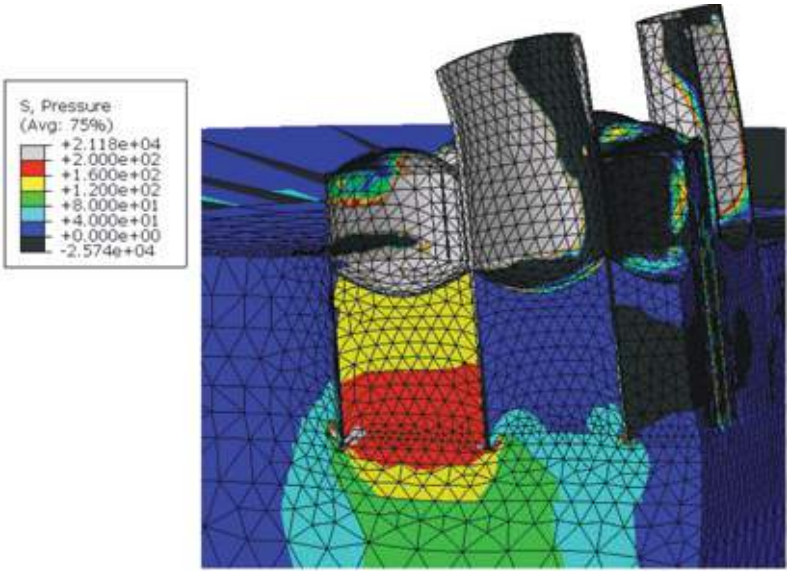


Figure 8. Soil mean stress under maximum moment load.

Figure 9 shows an example of the flexibility of the structure. The Figure shows a horizontal cross section of the structure at 20m depth below seabed, without any loads (grey) and subjected to the moment load (black). The black cross section shows the deformation scaled up 1000 times. The moment and horizontal loads move the whole structure in the direction of the horizontal load. In addition, it can be seen quite clearly that the foundation shape changes. These deformations will give local SSI effects and are extremely hard to predict without an accurate 3D FE model.

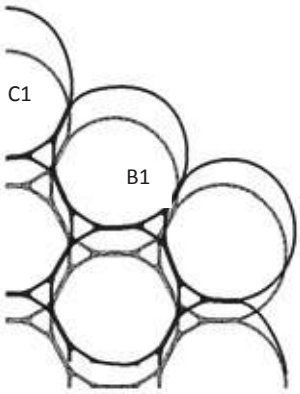


Figure 9. Horizontal cross section of the caisson at 20m depth below seabed. The grey collared cross section reflects the unloaded cross section and the black section reflects the loaded cross section scaled up 1000 times. In addition to lateral displacement the caisson shape itself deforms considerably.

The effect of SSI and hence the importance of structural stiffness can be seen directly on the soil pressure acting on the platform. Figure 10 shows the differential pressure between the outer and inner wall of the C1 cell compartment. As the values show, assuming a stiff or rigid structure is far more unfavourable for the structure than the best estimate structure stiffness.

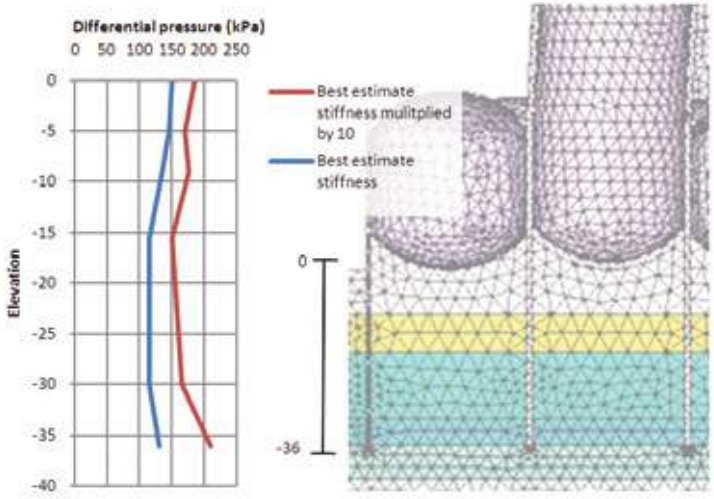


Figure 10. Differential stress between the outer and inner stress on the C1 cell compartment wall. It can clearly be seen that a stiff structure gives higher and more unfavourable differential stresses than the best estimate stiffness.

Stating that SSI effects often will be favourable for the structure, it is important to keep in mind that the external load has to be taken anyhow. That means that a flexible structure which is able to distribute soil pressure away from singular points, has to utilize other part of the structure. This emphasise the importance of sensitivity studies and also the need to work with several possible distributions of the soil reactions. In this process engineering judgment must be used to ensure that uncertainties are included. However, 3D analyses make it possible to decrease the number of uncertainties and make a more optimal design.

5. CONCLUSION

For complex structures like the Troll A platform, 3D FE analyses are important for optimizing the design. With the development of modern FE pre-processors, complicated geometry can be simulated easier than before. Utilizing powerful computational resources as parallelization on computer clusters, large models with sufficient mesh discretization and nonlinear material behaviour can be analysed in reasonable time. However complex modelling requires knowledge of the specific software and general knowledge of numerical modelling and soil behaviour. The black box approach which is more or less accepted in standard problems should not be adopted for analyses as described in this paper.

The 3D FE analyses of the Troll A platform are clear examples of the importance of SSI effects. The paper has several examples of the importance of SSI both on global and local response. Neglecting the SSI is often conservative in estimation of the soil reaction on the structure. And SSI clearly influences the global stiffness, which again affects the dynamic behaviour of the whole structure.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

We would like to acknowledge Statoil for allowing NGI to present these results. We will also thank Aker Solutions and Dr. Ing. Olav Olsen for interesting and fruitful cooperation.

7. REFERENCES

ABAQUS, 2010
ABAQUS 6.7
www.simulia.com

Hansteen, O.E.; Høeg, K. (1994)
Soil-structure interaction analysis of embedded caisson anchor under tension load. International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, 7. BOSS'94. Cambridge, Mass. 1994. Proceedings, Vol. 1, pp. 49-62. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication, 191.

Trond By and Eiliv Skommedal, 1992
Soil parameters for foundation design, Troll platform
NGI publikasjon 189

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

ROCK FILL FOR TESTING OF HAVEN JACK-UP AT NYMO'S CONSTRUCTION YARD, AT EYDEHAVN

Utfylling i sjøen for Jack-up test utenfor Nymos Mekaniske Verksted, Eydehavn

Siv.ing. Liv Hamre DNV
Siv.ing. Raluca Athanasiu DNV
Siv.ing. Sebastién Rességuier DNV

SUMMARY

During 2010, the Haven Jack-up has been lying alongside the NYMO AS construction yard quay for commissioning and testing. The commissioning includes installation of so-called add-on foundations on the original spud-cans. The add-on foundations are designed to carry the design load when installed at the Ekofisk field, where it shall function as accommodation.

The sea bed at Eydehavn, the test location, is neither horizontal nor even. In order to allow these operations while ensuring the integrity of the legs and particularly of the skirts, a fill had to be constructed at the location. DNV was engaged by Nymo AS to design the rock fill intended as support for the Haven Jack-up testing.

The stability analyses show that the long term load has a good margin to bearing capacity failure of the rock fill and subsoil. However, during uploading, the pore pressures in the subsoil will increase, and sufficient time for dissipation of these pore pressures must be allowed in between different phases of the test. These requirements are described in a Test Procedure Report (DNV-2010).

The present paper describes the geotechnical and soil-structure analyses performed during the design of the rock fill and test procedures, and some of the results from monitoring the installation of the Jack-up platform.

SAMMENDRAG

I løpet av 2010, har Haven Jack-up ligget ved kaien til Nymo AS for klargjøring og testing. Klargjøringen omfatter installasjon av såkalte add-on fundamenter på de opprinnelige fundamentene. Add-on fundamentene er prosjektert for å bære de dimensjonerende lastene etter at de er installert på Ekofisk-feltet, der strukturen skal fungere som innkvartering for personelet på Ekofisk-feltet.

Havbunnen på Eydehavn, ved test posisjonen er verken horisontal eller jevn. For at operasjonene kan utføres uten at integriteten av jack-up leggene, og særlig av skjørtene ikke

blir ødelagt, er det bygget en fylling på stedet. DNV ble engasjert av Nymo til å prosjektere denne fyllingen.

Stabilitetsanalysene viser at langtidslasten har god margin i forhold til bæreevnesvikt i steinfyllingen og undergrunnen. Men under opplasting, vil poretrykket i grunnen øke, og tilstrekkelig tid til dissipering av dette poretrykket må settes av mellom de ulike faser av testen. Disse kravene er beskrevet av DNV i en testprosedyre som ble overlevert prosjektet.

Denne artikkelen beskriver geotekniske og jord-struktur analyser utført for utforming av steinfyllingen og test prosedyrer, og noen av resultatene fra overvåkingen av jack-up plattformens installasjon.

INTRODUCTION

Haven is a Jack-up platform intended to be used as an accommodation platform at Ekofisk. NYMO AS has been contracted by Master Marine ASA for commissioning and testing of the Jack-up. This activity is performed at NYMO construction yard, in Eydehavn.

Views of the Jack-up, before and after commissioning, are presented in *Figure 1* and *Figure 2*, respectively. The four legs of the jack-up unit were originally equipped with spud-can foundations, as shown in *Figure1*. Part of the commissioning scope of work is to change the foundation system from spud cans to skirted foundations, by mounting so called add-ons to the existing footings, as seen in *Figure 2* . This operation requires that the add-ons must be parked on a horizontal surface, under the floating jack-up. After installation of the add-ons the jack-up will be installed, by penetrating the skirts into the rock fill.

Figure1 View of the Jack-up arriving at Eydehavn

Completing the commissioning requires to elevate the hull 1.5 m above sea level. Finally, when the jack-up is updated to its purpose at Ekofisk the elevating equipment will be tested by jacking up the hull to the top of the legs.

Figure 2 Ready modified Jack-up

The sea bed at Eydehavn, at the test location is neither horizontal nor even. In order to allow these operations while ensuring the integrity of the legs and particularly of the skirts, a fill has to be constructed at the location. DNV was engaged by Nymo AS to design this fill.

The rock-fill built at the test location extends over an area of approximately 9000 m^2. In order to protect the environment, the sea bed has been covered with a 0.5 m thick layer of sand, prior to starting the construction of the rock fill. The top of the fill is at level – 31 m, at the future location of three of the foundations, and at level -28 m for one of the foundations. The thickness of the rock fill varies from 6 m to 10 m under the sea bed at the location of the foundations.

SOIL CONDITIONS AND MATERIAL PARAMETERS

Site investigations

The site investigation at Eydehavn started in December 2009 by an ROV inspection of the sea bed, performed by Agder Dykk AS (Agder Dykk, 2009). The inspection revealed that the sea bed next to the shore, due to high slope inclination, is not favourable as a test site. More over the inspection revealed that the bedrock is at the sea bed level in some parts of the site.

Consequently, the test location has been moved to the middle of the channel. Still, at the new location, the bed rock is at the sea bed surface in the proximity of one of the add-ons (in the south west), however, due to the rock fill height requirement of h>2 m, this will not lead to any damages to the skirts of the add-ons nor prevent their penetration.

Soil investigations

NYMO AS has engaged Multiconsult AS to perform soil investigations at the jack-up test site. The barge used for the drilling and sampling equipment was operated by Agder Marine.

The soil investigation, which started in March 2010, encountered difficulties due to weather conditions (frozen sea, ice and wind). Additional bedrock control borings were therefore carried out by Brødrene Myhre, and additional soil samples were taken from test pits by grabbing out using the available equipment of Agder Marine. Laboratory testing was carried out by Multiconsult in their Oslo main geotechnical laboratory.

The water depth at the test location varies from -28 m to -38 m, as shown in *Figure 3.*

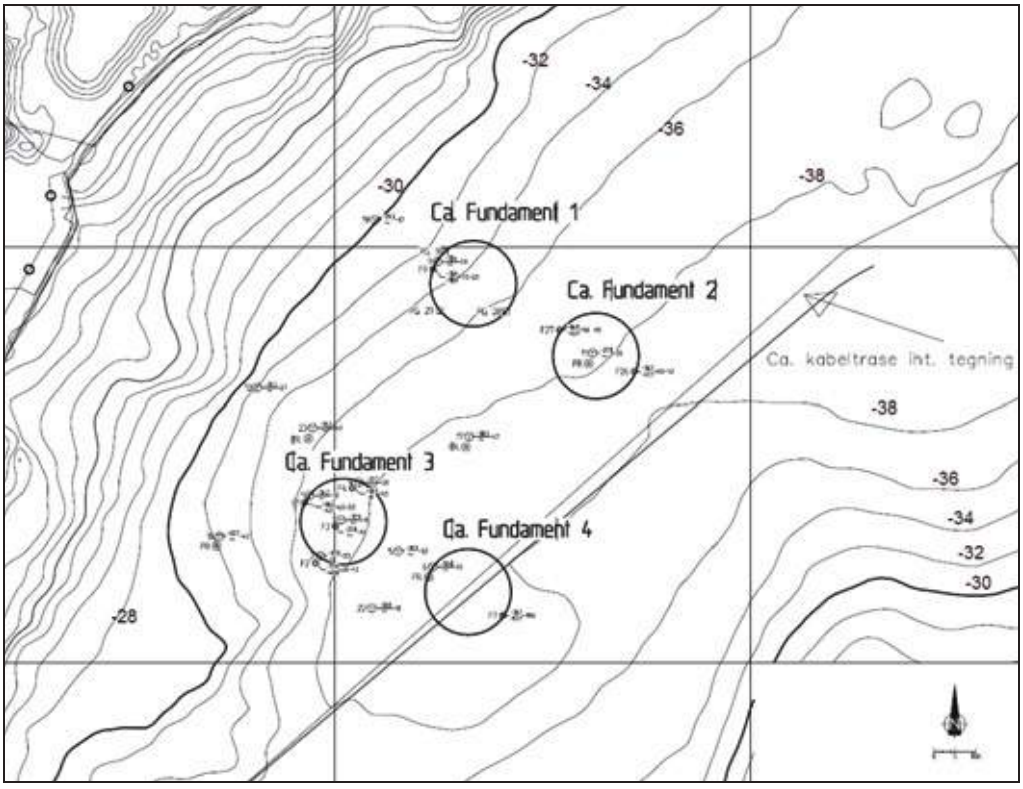


Figure 3 Soil investigation plan

According to the site investigations the soil conditions at the test site consist of a layer of very soft to soft silty sandy clay extending from the sea bed to 1m -5 m depth. In some places organic material is revealed on top of this layer, at the sea bed level. Under this layer there is a silty clay layer with pockets of silt and silty sand. The thickness of this layer varies from 1m to 15 m. The shear strength of the silty clay varies from soft to medium at the top of the layer medium stiff at the bottom. The depth to the bed rock, measured from the sea bed, varies from 3 m to 19 m. In between the medium stiff layer and the bed rock there is a layer of till of variable thickness (0 m – 3 m).

Generally, the soil profile at the site is characterized by the variability of layer thicknesses and of the depth to bed rock.

A summary of soil parameters for the main two soil layers is presented in *Table 1*.

Layer	**I**	**II**
Description	**Soft to very soft silty clay with some shell rests, sand grains**	**Medium stiff silty clay with some pockets of silt and silty sand**
Thickness (m)	1 – 5	1 -15
Water content, w (%)	25 - 30	16 - 32
Liquid limit, w_L (%)	26 - 49	34 - 35
Plasticity limit, w_P (%)	16 - 25	19 - 21
Plasticity Index, IP (%)	22 - 30	11 - 17
Unit weight, γ (kN/m^3)	17 - 20	20
Porosity, n (%)	28 - 60	37 - 38
Undrained shear strength, s_u (kPa)	6 - 20	20 - 35
Sensitivity, S_t (-)	3 - 9	2 - 3
Internal angle of friction, φ (°)	20	25
Cohesion, c (kPa)	5	5
Permeability, k_v (m/day)	1.5E-04	0.6E-04
Constrained modulus, M (kPa)	1000-2500	3500
Modulus number, m (-)	20 - 28	30 - 35

Table 1 Summary of soil parameters

Field measurements

NYMO AS has engaged Multiconsult AS to install 6 piezometers and take measurements.

The installation took place, in the beginning of June 2010. Due to the very short time horizon given at that time for this operation, the piezometers were pressed into the seabed by means of the Agder Marine grab. As one of the piezometers (PZ4) did not respond properly, only measurements from 5 piezometers were used for validating the permeability derived from the oedometer tests.

In order to monitor the dissipation of the excess water pressure during the test of the jack-up, it was decided that additional piezometers were required. NGI has been engaged to install the new piezometers after the completion of the rock fill. The installation took place in September 2010.

A number of 8 piezometers were successfully installed in the seabed by boring, with casing, through the rock fill. The piezometers are installed at different levels under sea bed, approximately 2 m outside the external skirts. In addition 2 sensors were installed on the seabed in order to calibrate the measurements and provide data for correction of the excess pore water pressure due to air pressure and tide levels.

After installation of the new piezometers, all piezometers have been connected to a remote reading system, and the measurements of the excess pore water pressure can be followed in real time on NGI's web-site.

The locations of piezometers are presented in *Figure 4*.

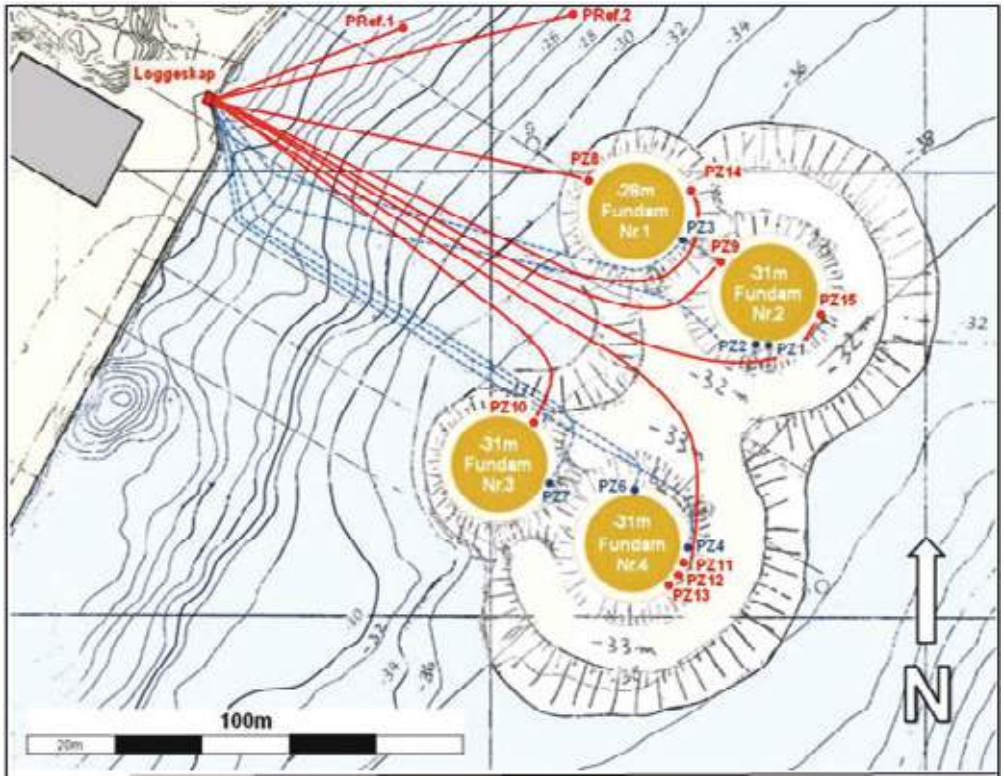


Figure 4 Plan with the installed piezometers

The measurements of excess pore water pressure recorded by the piezometers installed by Multiconsult (blue notations in the *Figure 4*) were used to calibrate the in-situ permeability. Out of the 5 working piezometers, two piezometers (PZ1 and PZ2) were chosen for the calibration. The reasons for selecting these piezometers are :

- they have almost the same location, under the same foundation, at depths of 3 m and 6 m below the seabed, respectively, allowing getting an idea of the variation of the excess pore pressure in the two soil layers at the location,

- these piezometers reacted well to the increase of load due to dumping of the rock fill,
- as no rock dumping has been performed since mid July 2010, the readings allow for a good observation of the excess pore pressure dissipation, without interference of load change.

Figure 5 presents the variations of excess pore pressures with time as measured from the piezometers. It should be noted that the excess pore pressures have been corrected so that the stable values measured after installation were taken as zero readings.

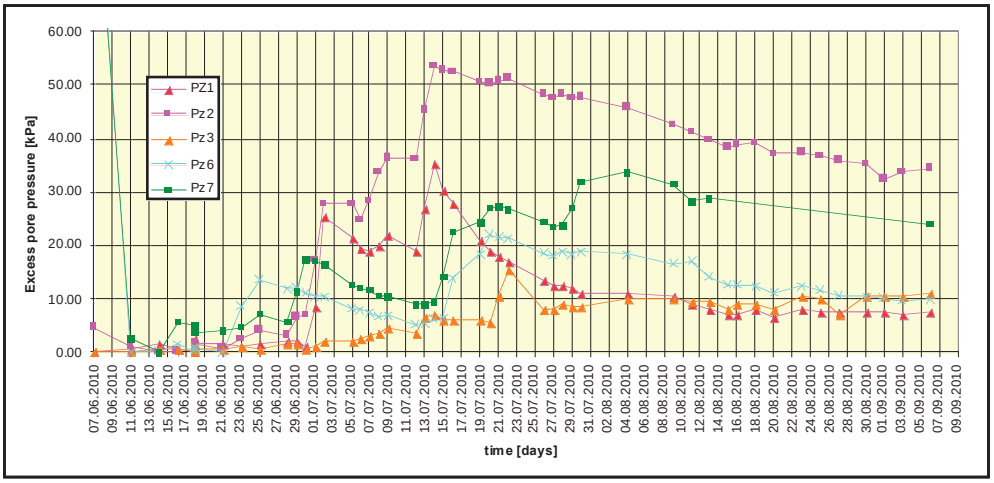


Figure 5 *Variation of the excess pore water pressure during the construction of the fill s*

Based on the piezometer readings presented above, an axis-symmetric analysis of add-on no.2 has been done using the finite element program *PLAXIS 2D* in order to calibrate the permeability of the soil. The starting point was the permeability estimated from the oedometer tests carried out on samples taken at the site. These permeability parameters were found to give slower excess pore water pressure dissipation than measured in situ. The discrepancy is due to the fact that while the sampled material is quite homogeneous, the in-situ soil profile consists of layers of silty clay with pockets of silt and sand. Therefore the values for both the vertical and horizontal permeability have been increased until both the initial excess pore water pressure and its dissipation measured in-situ and calculated matched reasonably.

The permeability parameters selected in this way are presented in the *Table 2*. A good match between measurements and calculations was obtained, as it can be observed in *Figure 6*.

Layer	k horizontal	k vertical
1 – Very soft to soft silty clay	12.0E-03 m/day	9.0E-04 m/day
2 – Soft to medium silty clay	3.0E-03 m/day	3.0E-04 m/day

Table 2 *Summary of best estimate permeability parameters from piezometer measurements, used in the PLAXIS analyses*

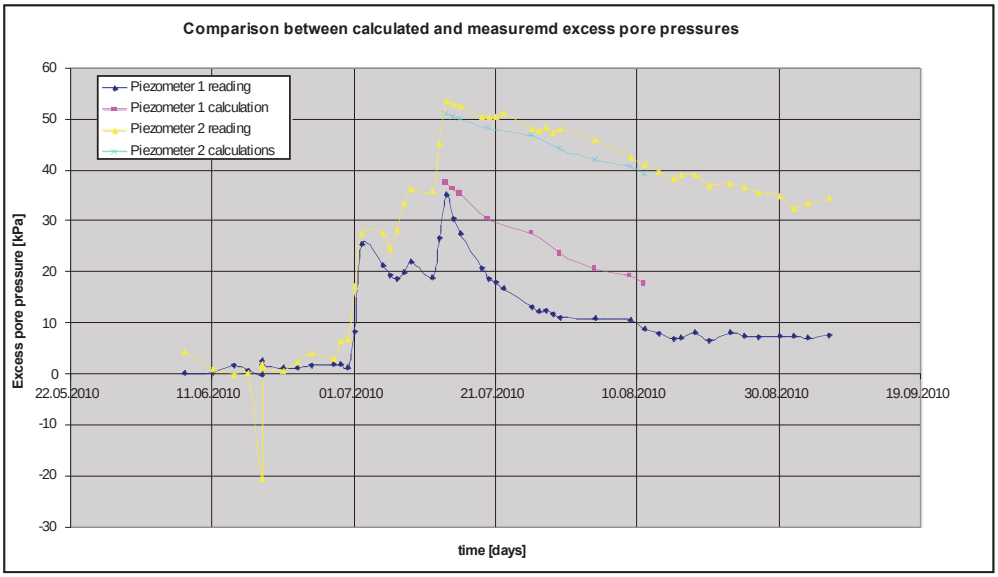


Figure 6 *Excess pore water preseure- Comparison between measured and calculated values*

MODELLING WITH FINITE ELEMENT PROGRAM PLAXIS

As the dissipation of the excess pore water pressure is vital for the stability of the seabed under the loads from the rock fill and the jack-up, the finite element programs *PLAXIS 2D* and *PLAXIS 3D Foundations*, which can model the consolidation process, have been used for geotechnical analyses.

Geometry

The rock fill geometry is presented in *Figure 4*. The fill covers an area of approximately 9000 m^2. In this area the sea bed and the bed rock are sloping, and the thickness of the different soil layers is variable. In order to ensure a site preparation platform the rock fill has different heights. This geometry combined with the loads applied under each foundation makes the problem highly three dimensional. On the other hand it is difficult to model the details in *PLAXIS 3D*. Therefore it was decided to use following combination of analyses:

- 2D axi-symmetrical consolidation analyses are performed to calibrate the permeability and compressibility parameters and the stability of the fill,
- 2D plain strain consolidation analyses are performed in order to design the construction sequences of the fill and to study the stability of the sea bed and the bearing capacity of the foundations during the test operation,
- 3D analyses on simplified geometry model are performed to study the 3D effects.

Soil models and parameters

The variable soil stratigraphy is modelled by two layers using Hardening Soil Model (Isotropic hardening) as material model. The model is an advanced model for simulating the behaviour of different types of soil, both soft soils and stiff soils. The model realistically simulates the effective stress path during undrained loading. It is therefore used to predict the excess pore water pressures induced by the weight of the fill and the loads applied by the structure.

The best estimate parameters used in the PLAXIS analysis are presented in *Table 3*.

The best estimate parameters are determined from laboratory tests and empirical correlations.

Particularly important are the stiffness parameters (E_{50}^{ref}, m, ψ), strength parameters (φ, c) and permeability parameters (k_x, k_y).

Initially the vertical permeability was determined from oedometer test while the horizontal permeability was assessed based on correlations. Both values were later calibrated using the measurements of pore water pressure as already explained.

In addition to these parameters, upper and lower bound parameters have been considered in a parameter study in order to asses the effect of parameter variability on the results of the analyses.

Parameter		Unit	Layer I	Layer II	Bedrock	Rock fill
γ		kN/m^3	20	20	27	19
k_x	**Before calibration**	m/day	0.0003	0.00018	Non porous	Drained
k_y		m/day	0.00015	0.00006		
φ		°	20	25	0	42
c		kPa	5	5	1000	1
ψ		°	0	0	-	12
E_{50}^{ref}		kPa	5000	6500	500 000	144 000
E_{oed}^{ref}		kPa	2850	3250	500 000-	144 000
E_{ur}^{ref}		kPa	20000	25000	1 500 000	432 000
m (power)		-	1	1	1	1

Table 3 Soil parameters used in Plaxis analyses

FINITE ELEMENT ANALYSES AND RESULTS

2D axi-symmetric analyses

2D axi-symmetric analyses are performed to study the stability of the fill under each foundation, in order to determine the necessary height and the construction sequences.

A typical profile for the initial analyses is presented in *Figure 7*. As it can be seen, at the time when these analyses were carried out, the rock fill is lower under the foundations and higher

around. Later on it was decided, due to execution reasons, that the fill under and around the add-on shall be at the same level.

The studies performed with the axi-symmetrical model have been used to obtain a first assessment of the fill geometry with the aim of minimising the volume of the fill and the required consolidation time.

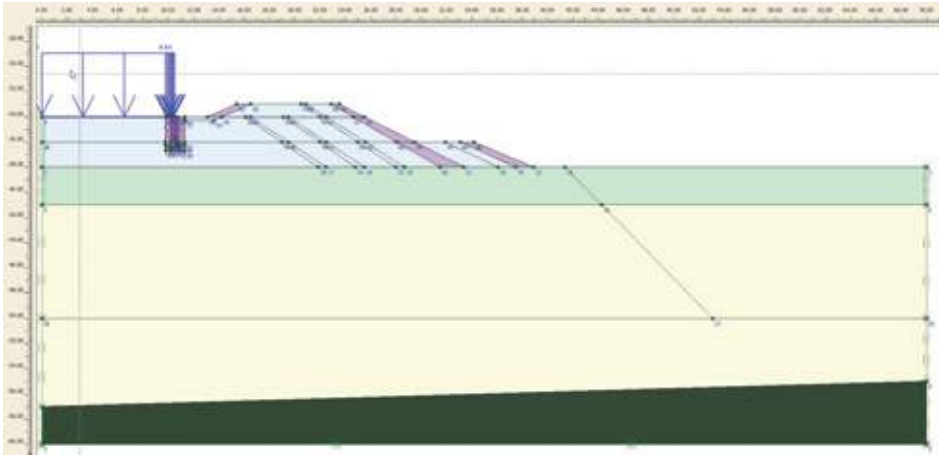


Figure 7 *Typical profile for the axi-symmetrical analyses*

Exemplifications of the results of the analyses are given in *Figure 8* and *Figure 9*.

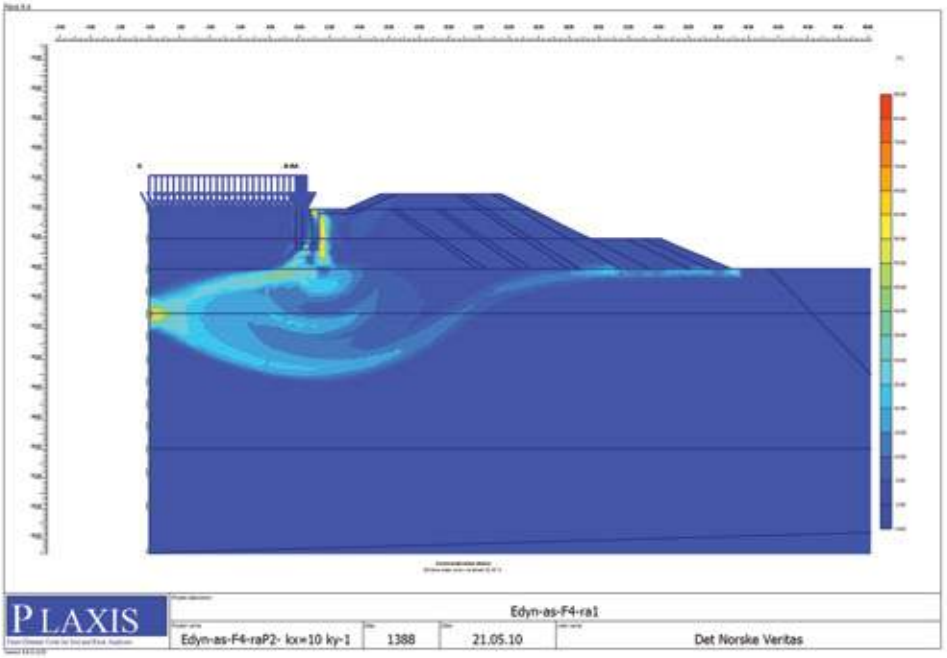


Figure 8 *Tipical failure mechanism*

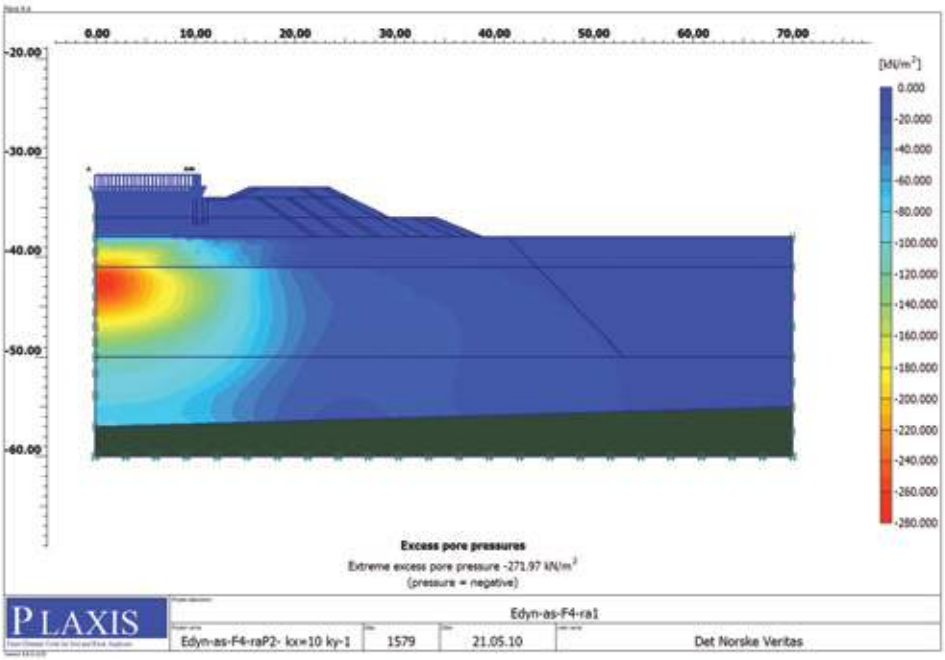


Figure 9 Excess pore water pressure

The results of the analyses can be summarized as follows:

- the failure mechanism is typical bearing capacity failure mechanism,
- the permeability of the materials under the sea bed is the main factor affecting the stability and the required consolidation time,
- the fill can be constructed without stability problems
- as the structure arrival date is fixed, the available time must be used optimally by first constructing the entire fill and then wait to consolidate, under full fill weight,
- the weight of the structure must, however, be applied gradually, allowing for pore pressure dissipation.

2D plane stain analyses

Two cross sections, through foundations 1-2 and 3-4, are modelled as plane strain problem.

Several analyses with different geometries of the fill were performed in order to determine the optimum fill height and minimum extension of the fill under the four foundations. The final geometry that is used for determining the allowed load sequences during installation and testing the structure is presented in presented in *Figure 10* and *Figure 11*.

The evolution of calculated excess pore water pressure during the construction of the rock fill and the load testing period is presented in *Figure 12* for seven chosen locations under the sea bed. These locations correspond to the location of the installed piezometers. The diagram reveals the complexity of the problem, as the magnitude of the excess pore water pressure varies from piezometer to piezometer. The calculated values of excess pore water pressure

will be used during the test of the structure in order to determine the minimum consolidation period to be allowed after each loading step.

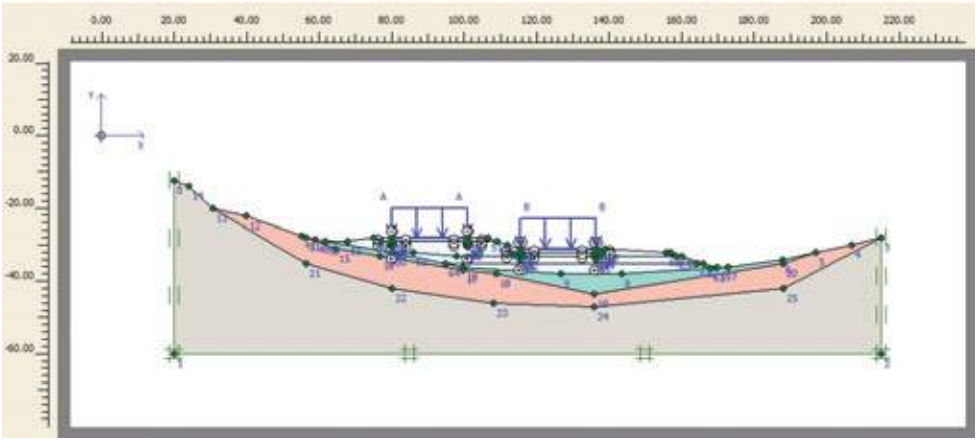


Figure 10 Cross section through add-ons 1 and 2

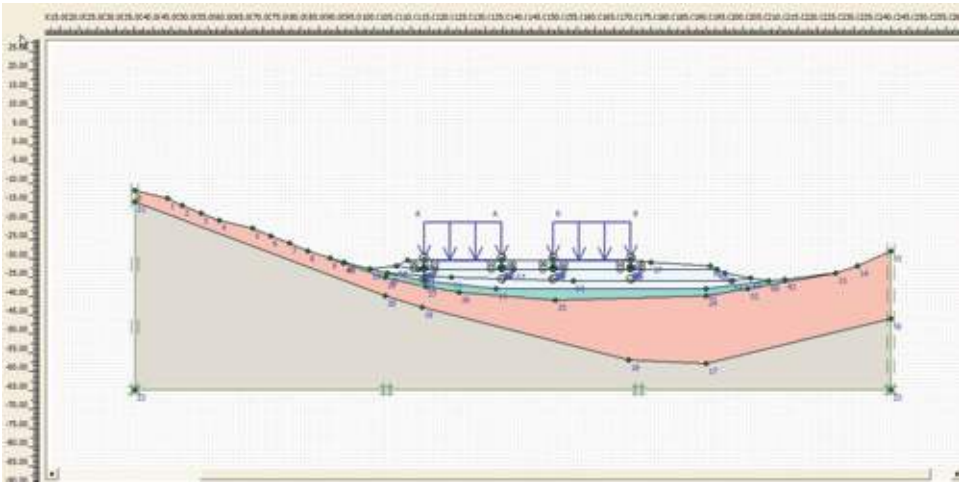


Figure 11 Cross section through add-ons 3 and 4

Figure 13 presents the variation of the excess pore water pressure in the critical cross section, during the load testing of the jack-up (8000 t on add-on 1 and 5000 t on add-on 2).

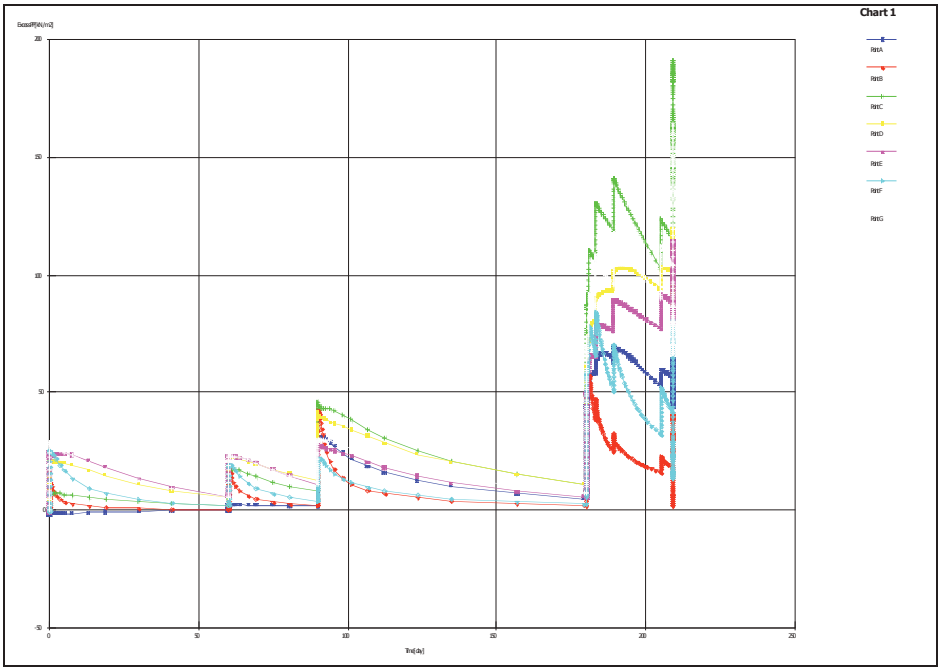


Figure 12 Evolution of the excess pore water pressure during construction of the fill, installation and load testing the jack-up (BE permeabiliy parameters)

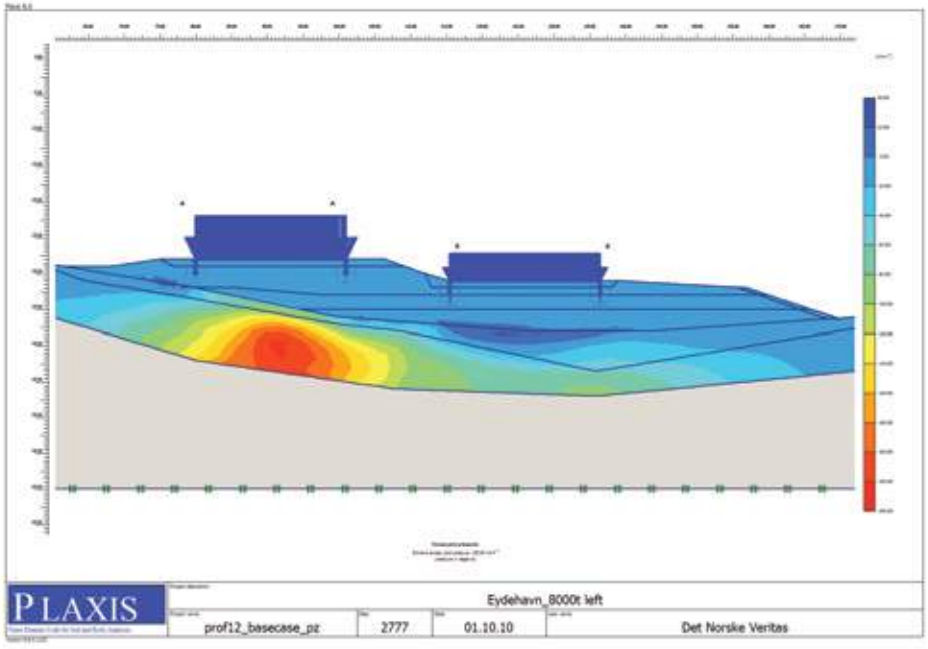


Figure 13 Excess pore water pressure during load testing

3D analyses

In order to estimate the so called 3D effect, 3D and 2D PLAXIS analyses were performed. In both calculations the geometry model is simplified: the soil layering has been considered as perfectly horizontal, as illustrated in *Figure 14* and *Figure 15*.

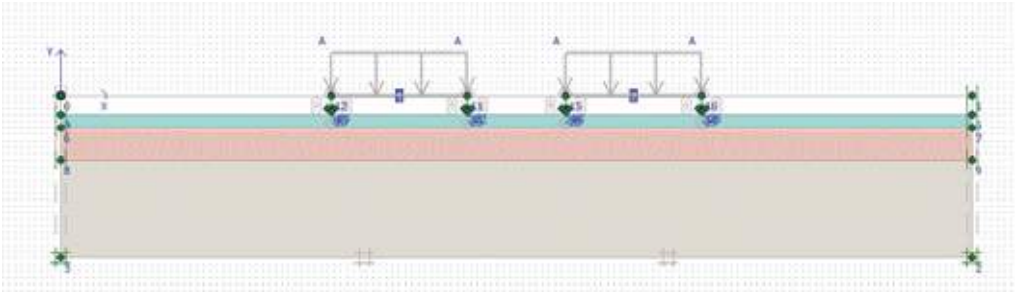


Figure 14 Geometry of 2D model

The purpose of these calculations was to check the so called 3D effect. 3D analyses show higher bearing capacity values (around 20%).

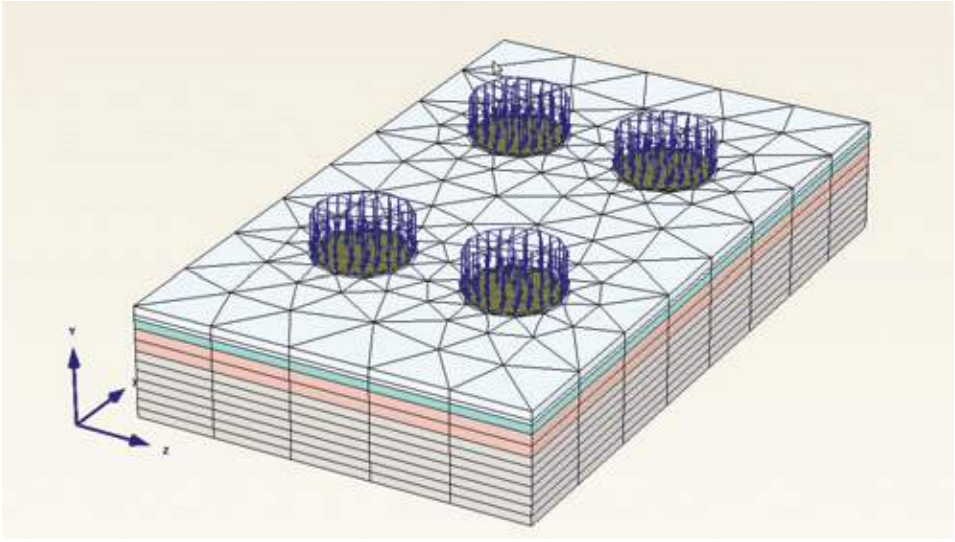


Figure 15 Geometry of 3D model

Figure 16 presents the load-displacement curves obtained from the two analyses. While the capacity for 2D model is reached for an early deformation of about 0.2 m and remains practically constant, the curve from the 3D analysis shows that the maximum value increases slightly with deformation also after 0.2 m. In order to obtain a conservative 3D effect, the ratio between the two capacities is limited to a displacement of 0.06 m (right after the sharp

bent of the curves), as shown in *Figure 16*. The correction factors for 3D- effects are presented in *Table 4*.

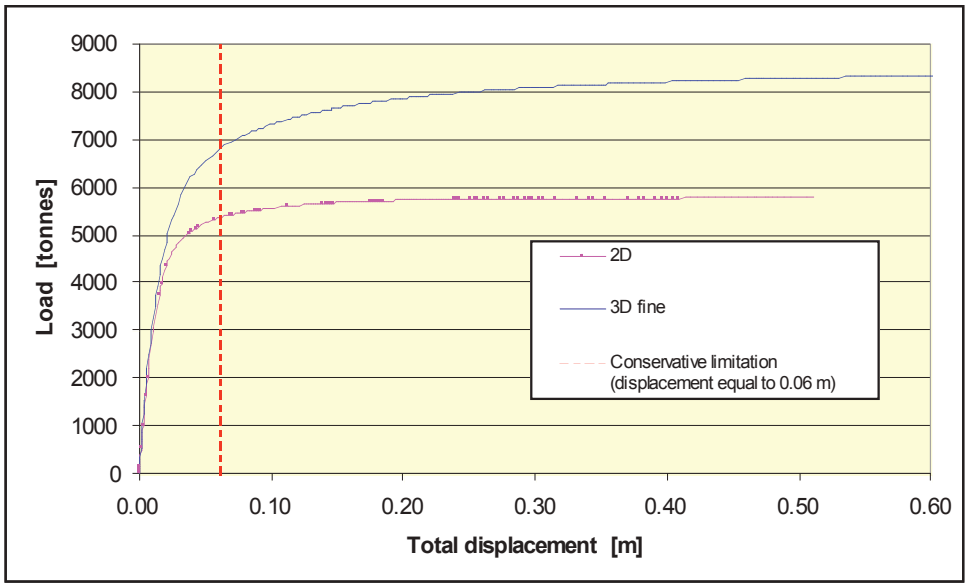


Figure 16 Load displacement curves until failure

	Load at disp=0,06 m (Tonnes)	Load at failure (Tonnes)	3D effect disp=0,06 m	3D effect failure
2D	**5361**	**5784**		
3D fine	**6807**	**8288**	**1,27**	**1,43**

Table 4 Comparisen between 2D and 3D analyses

SOIL STRUCTURE INTERACTION – TOLERANCE TO ADD-ONS INCLINATION

Structural model and boundary conditions

In order to determine how large rotations of the leg foundation the structure can support without damage, structural analyses were performed on a simplified finite element structural model with prescribed displacements at the base of the legs.

Three cases of boundary conditions applied at the leg footings are studied. In all cases the displacements of the footing are prescribed zero while the leg footing rotations are considered as follows, *Figure 17*:

- a) Transverse sway. The leg footing rotations are applied at port and starboard side with same direction producing a hull sway.

- b) Rotation inwards. The leg footing rotations are applied at port and starboard side with opposite direction producing no hull sway, but leg pairs deflected towards each other.
- c) Rotation outwards. The leg footing rotations are applied at port and starboard side with opposite direction producing no hull sway, but leg pairs deflected away from each other.

All 4 legs are also assumed to have the same water depths, i.e. either 28m or 35m.

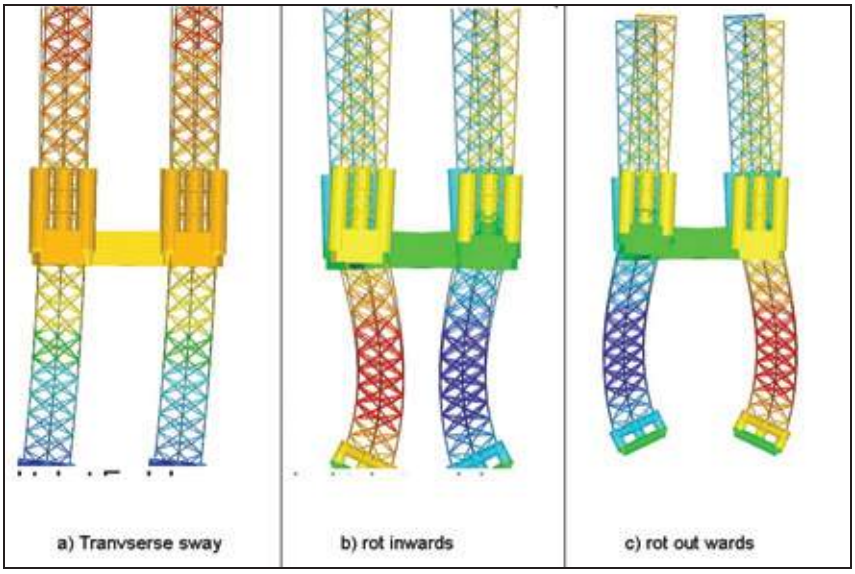


Figure 17 Boundary conditions at the leg footings

Results

The structural analyses show the magnitude of add-on rotation that induces utilisation coefficients close to 1. An allowable value for leg rotation of 0.23 degrees is decided based on these analyses.

The jack-up is installed on the rock fill by adjusting the forces between the four legs and between the three chords of each leg, so that only vertical loads are applied on the foundations (no bending moments). Since the legs are sensitive to bending, it is necessary to ensure that only limited add-on rotation will occur due to soil displacements. In order to document the expected rotation of the add-on the following soil stucture interaction study is performed. The PLAXIS analyses carried out with solely vertical loads on the add-ons show that under the vertical load of 8000 t, due to uneven soil conditions, the add-ons suffer a rotation of about 0.3 degrees. However, these calculations do not take into account that when the add-on tends to rotate a reaction bending moment will appear in the leg, so that the final rotation will be reduced. In order to find out the reaction bending moment, a structural calculation has been carried out based on our in-house model of the jack-up. The add-ons were forced to rotate by 0.23 degrees when submitted to a vertical force of 8000 kN. The reaction moment induced by the prescribed rotation was found to be 416kNm (leading to a utilization of 0.87 in the connections between the old spud-can and the add-ons). The results of this calculation are presented by the blue line in *Figure 18*, indicating the rotational stiffness of the leg.

Additional PLAXIS analyses were carried out to study the effect of applied moment to reduce the original rotation of 0.3 degrees. The results are presented by the red line in *Figure 18*, illustrating the stiffness of the soil.

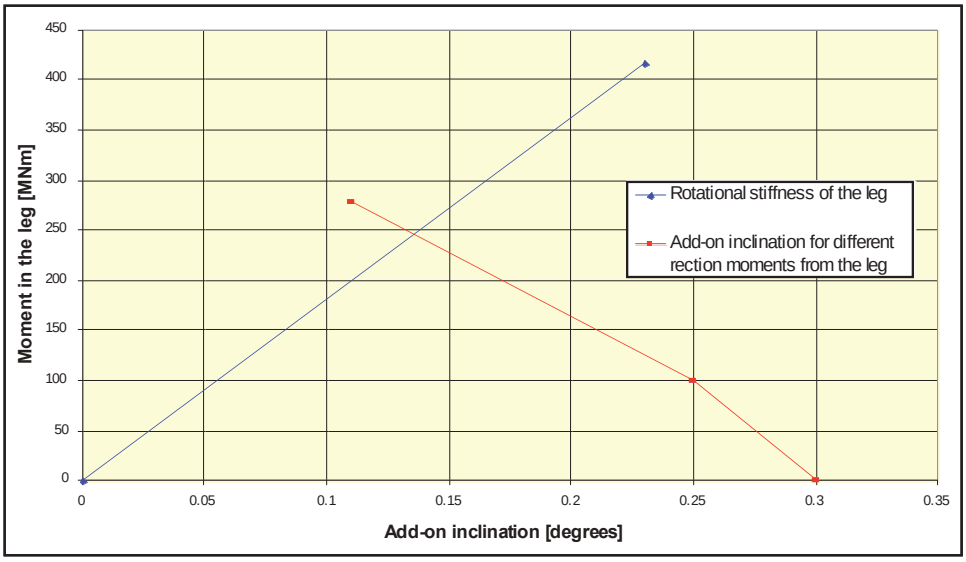


Figure 18 Calculation of add-ons inclination

The soil-structure interaction requires that the moments in the leg and on the foundation must be equal. The values of bending moment and rotation, at equilibrium, are found at the intersection of the two stiffness lines, i.e. a rotation of 0.13 degrees and a moment of 250 kNm.

LESSONS LEARNED FROM MONITORING OF THE INSTALLATION PHASE

The installation began on the 30th of October. In order to protect the piezometer cables the location of the jack-up foundations was continuously checked and the jack-up was finally re-positioned by mooring.

The penetration of the skirts was achieved by jacking the structure alternatively on each pair of diagonal legs. After the first load step of 3000 t on each leg, the penetration was checked by inspection with ROV. The inspection revealed that the penetration was not completely achieved. The skirts have fully penetrated after starting the second loading step, from 3000 t to 4250 t. The measured penetration resistance was 33.35 MN. As it can be seen in *Figure 19*, the value is a little higher than the Best Estimate (26.93 MN) but well below the Upper Bound value (56.7 MN).

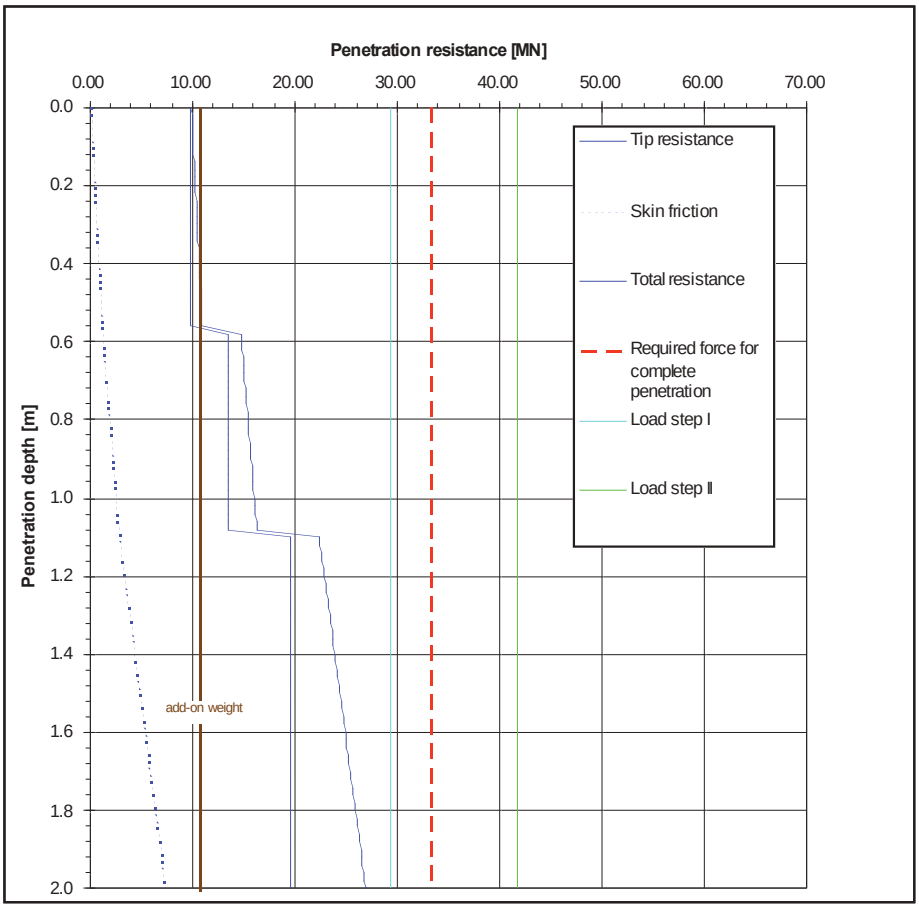


Figure 19 Comparison between calculated and measured penetration resistance

The excess pore water pressure were continuously surveyed during installation and compared with calculated values. For the time being the 3rd phase of 5000 t on each foot has been achieved. The variation of excess pore pressure measured during installation and loading of the jack-up platform, at all piezometers in function, are shown in *Figure 20* to *Figure 28.* As it can be observed in the figures, the excess pore water pressure shows some cyclic variation around a main trend. These variations are due to the fact that tidal variations in water level not only change the height of water column (for which the plots are already corrected) but, at the same time, decrease or increase the submerged weight of the hull and consequently the applied load on the legs.

Most of the plots show a very good match between calculated and measures values.

Out of 15 installed piezometers only 9 are given reliable measurements for the moment being.

The monitoring of the excess pore water pressure will continue during the next load test phases.

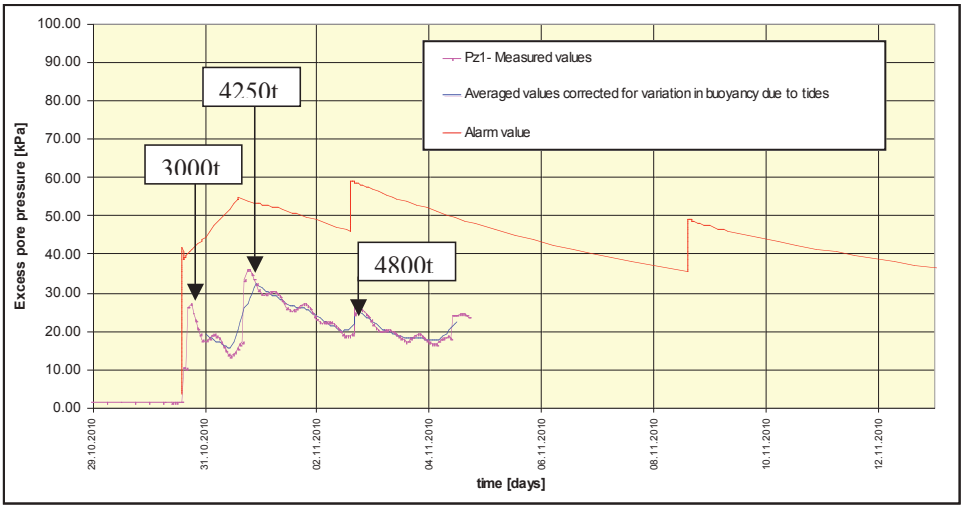


Figure 20 Excess pore pressure measured by PZ 1 - Measured and calculated values

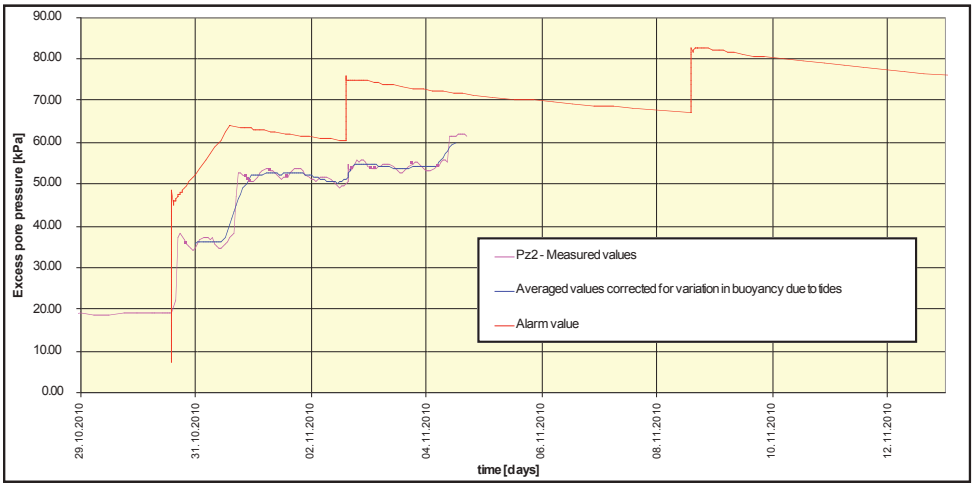


Figure 21 Excess pore pressure measured by PZ 2 - Measured and calculated values

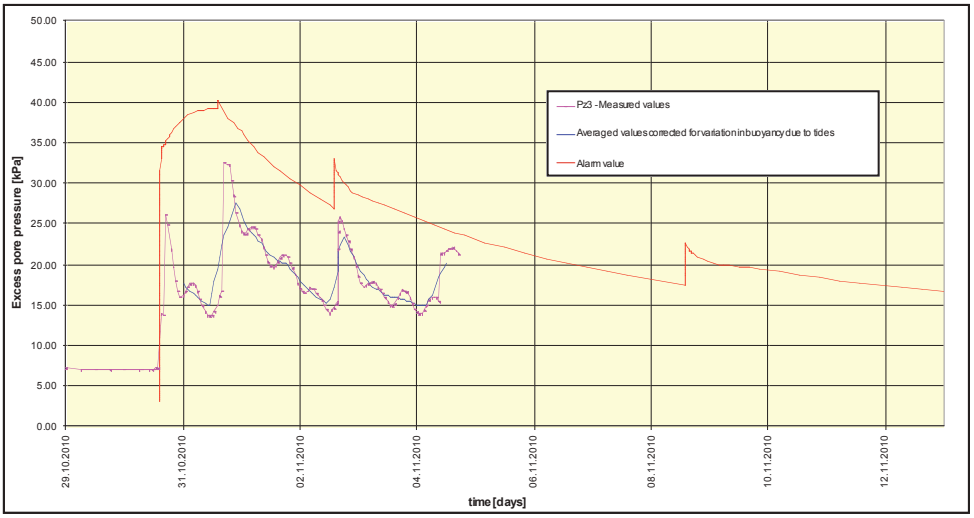


Figure 22 Excess pore pressure measured by PZ 3 - Measured and calculated values

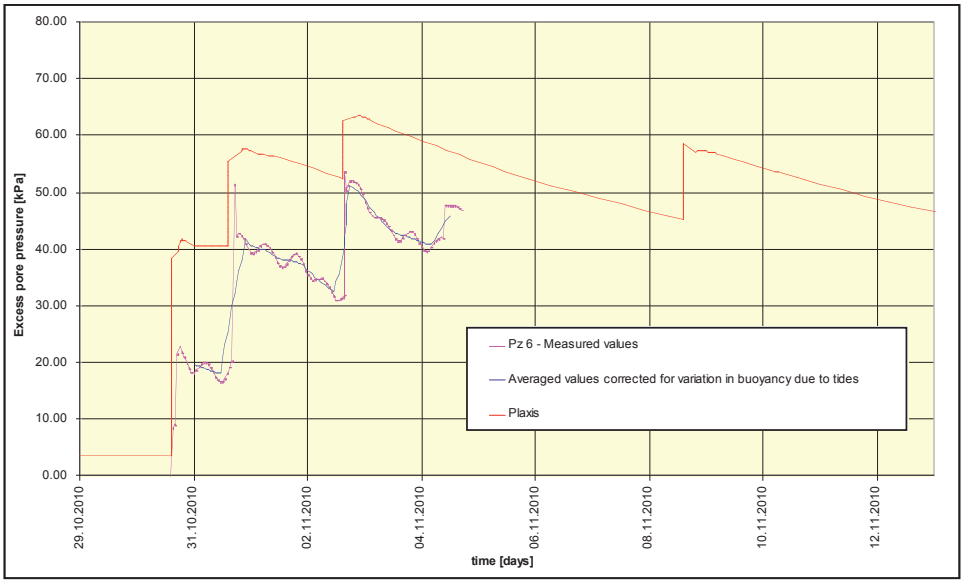


Figure 23 Excess pore pressure measured by PZ 6 - Measured and calculated values

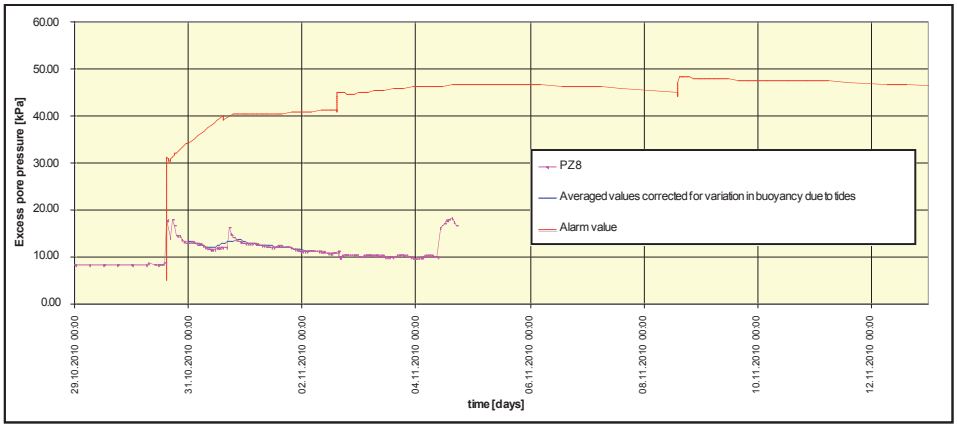


Figure 24 Excess pore pressure measured by PZ 8 - Measured and calculated values

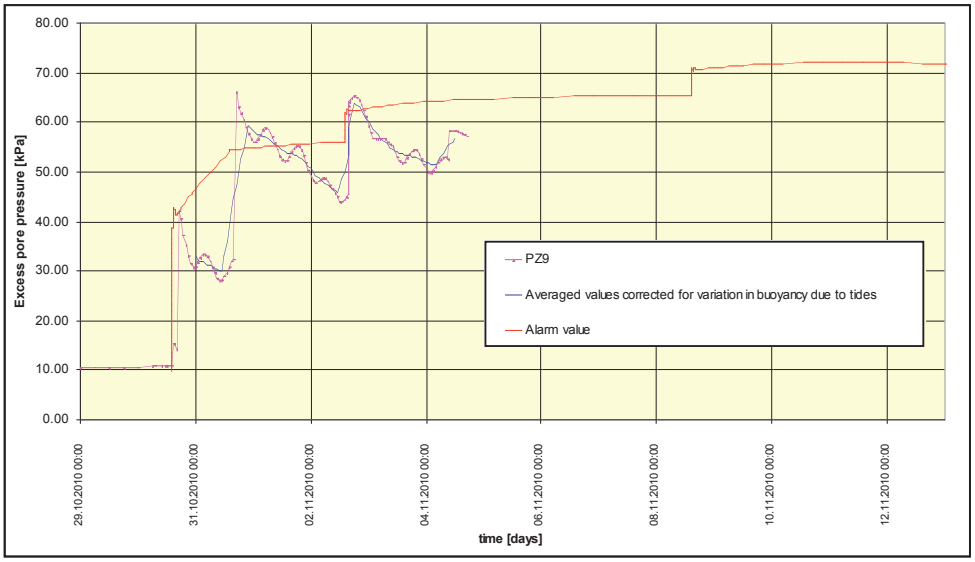


Figure 25 Excess pore pressure measured by PZ 9 - Measured and calculated values

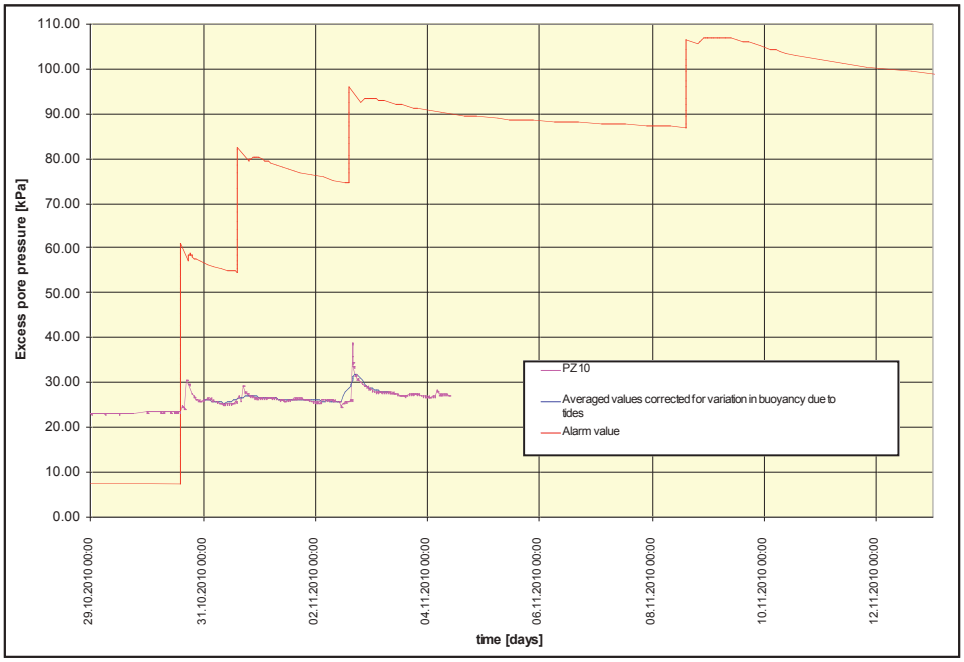


Figure 26 Excess pore pressure measured by PZ 10 - Measured and calculated values

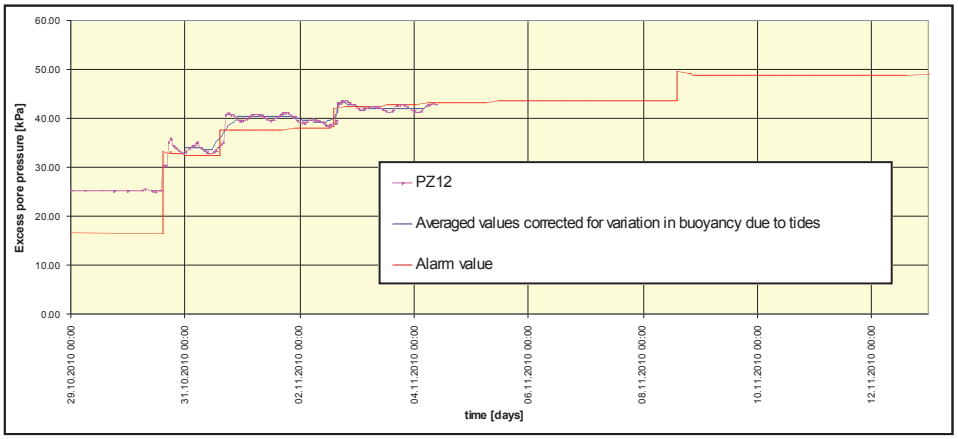


Figure 27 Excess pore pressure measured by PZ 12 - Measured and calculated values

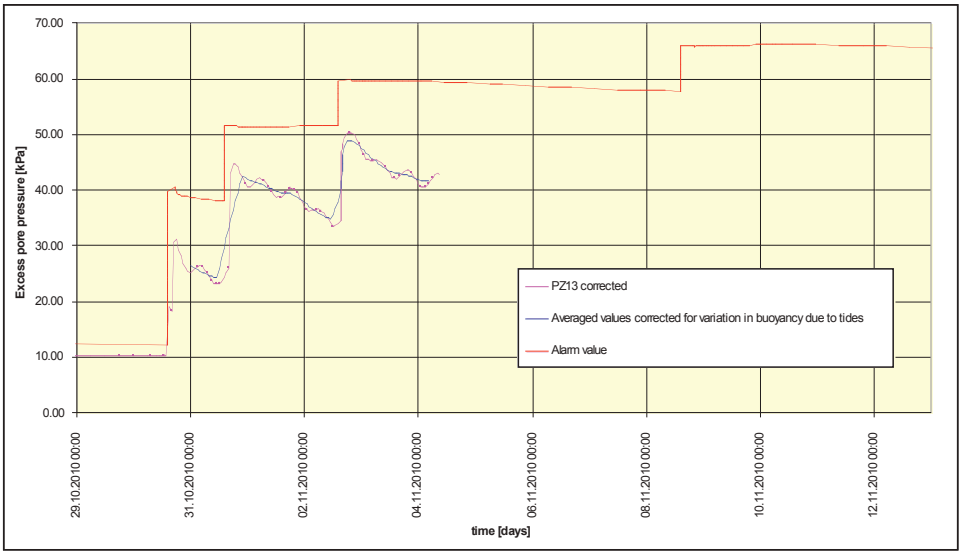


Figure 28 Excess pore pressure measured by PZ 13 - Measured and calculated values

ACKNOWLEDGEMENTS

The contribution of many colleagues from DNV Geotechnical and Structural departments is gratefully acknowledged. The authors wish to thank Nymo AS and Master Marine AS for the permission to publish this paper and for the fruitful co-operation.

REFERENCES

Agder Dykk AS – 2009- Status Report nr.041209. Seabed investigation at Nymo Arendal, dated 08.12.2009

DNV – 2010 - Report 12J75UN-11 1-2SR0SE EP "Jack-up Haven in Eydehavn - Test procedure".

PLAXIS BV – 2006 - PLAXIS 2D – Version 8 Manual, Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Plaxis BW, dated 2006.

PLAXIS BV – 2006 - PLAXIS 3D Foundations – Version 1.5 Manual, Edited by R.B.J. Brinkgreve, W. Broere and D. Waterman, Plaxis BW, dated 2006.

Multiconsult Report 312204-1, Soil investigation report, dated 22.07.2010.

NGI. Technical Memo 20100705. Piezometers at Eydehavn- Installation procedure, dated 27.08.2010.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

Sivilingeniør Ketil Westeren
Nordenfjeldske Spunt og Peleservice AS

SPUNT HAVNELAGERET

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

IN SITU FORSØK MED HUL STÅLRØRSPELESPISS MOT FJELL

Full scale test of steel pipe pile tip on rock

Dr.ing Tewodros Tefera, Statens vegvesen.
Siv.ing. Grete Tvedt, Statens vegvesen.
Siv.ing. Frode Oset, Statens vegvesen.
Førsteamanuensis Arne Aalberg, NTNU.

SAMMENDRAG
Statens vegvesen er blant de største byggherrene i Norge som fundamenterer konstruksjoner på stålrørspeler. Ettersom bergspissene er kostbare og viktig for pelens bæreevne har Statens vegvesen startet FOU-prosjektet. Dette i håp om å kunne redusere pris, redusere antall vrakpeler og øke kunnskapen om problemstillinger knyttet til bergspissene og oppnå en optimalisert dimensjonering med sikte på standardiserte spisser som kan anvendes i de fleste tilfeller. Dette pågående FOU-prosjektet har skjedd i samarbeid med Aas-Jakobsen, Geovita og Ruukki. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk har gjennomført to mastergradsoppgaver i FOU-prosjektet.

I første del av FOU-prosjektet dimensjonerte GEOVITA en bergspiss med bakgrunn i Peleveiledningens retningslinjer. Aas-Jakobsen undersøkte ulike lasttilfeller, henholdsvis last ved ramming og statisk last under normal belastning. Analysene ble gjennomført i programmet ANSYS hvor en nedre del av pelerøret og hele spissen ble modellert. Analysene ble gjennomført som statiske kapasitetsanalyser. Ut ifra analysene ble spenninger kontrollert og spissen dimensjonert [2]. Videre undersøkelser ble gjort i en masteroppgave av Andreas K. Forseth ved NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk i 2009. Her ble det utført dynamiske analyser i programmet ABAQUS, det ble også gjort forsøk på å modellere berg og spissens nedtrengning [3].

Dette fullskala forsøket som omtales i denne artikkelen er foreløpig det siste i dette pågående FOU-prosjektet, og det er en del av en masteroppgave til Svein Jørgensen Tveito NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, i 2010 [1]. Formålet med eksperimentene var å undersøke pelspissens nedtrenging i fjell. Både pelens, pelspissens og fjellets oppførsel under og etter rammingen var av interesse. Målinger foretatt under fullskalaforsøket ble sammenlignet med modellene i ABAQUS.

SUMMARY
The Norwegian Public Roads Administration is among the largest clients in Norway who have structures founded on steel pipe piles. Since the pile shoes are expensive and important part of a steel pipe piles on rock, the Norwegian Public Roads Administration has started a

R&D project. This ongoing R&D Project with the purpose of standardizing the pile shoes for steel pipe piles aims to increase the knowledge related to steel pipe pile tips on rock and optimise the design in order to standardize the tip dimensions. This ongoing R&D Project is carried out in cooperation with the Norwegian C.E. consultants; Aas-Jacobsen and Geovita, and the Finnish steel supplier Ruukki. In collaboration with NTNU, Department of Structural Engineering, two master projects were conducted.

In the first phase of the R&D project, Geovita designed the pile shoe based on Peleveiledningen's guidelines. The background for the design was based on the assumption that the pile driving load, not the static load, was the design situation for the pile shoe. Further Aas-Jakobsen investigated different load cases, load during driving and static load under normal loading respectively. The FE program ANSYS was used to analyse the problem in which a lower part of pile pipe and the tip was modelled. The analysis was carried out inorder to investigate the static load capacity. The design of the pile shoe was based on stress design [2]. Further investigations were made in the master thesis by Andreas K. Forseth at NTNU, Department of Structural Engineering, in 2009. In the thesis dynamic loading were simulated using ABAQUS. It was also attempted to model the penetration of the pile shoe tip into the rock [3].

The presented full-scale experiment in this paper is currently the last step of this ongoing R&D projects and is part of a thesis by Sveinung Jørgensen Tveitoat NTNU, Department of Structural Engineering, finished spring 2010 [1]. The purpose of this full-scale experiment was to investigate further the pile shoe tips during and after driving in the rock. The pile, the pile shoe and the rock behaviour during and after driving were of interest, as well as measurements from the instrumentation.

1. INNLEDNING

Statens vegvesen utførte et fullskalaforsøk på ramming av peler mot berg den 7. og 8. april 2010. Berget lå i dagen slik at en kunne observere alt som skjedde med spissen og berget under ramming. Dette fullskalaforsøket er foreløpig siste trinn av et større FOU-prosjekt og er en del av en masteroppgave av Sveinung Jørgensen Tveito ved NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk [1].

Spissbærende peler benyttes ofte i tilfeller med store laster hvor berget ligger grunt nok til at man når ned med peler. I prosjekter med behov for peler som tar store konsentrerte laster og som er spissbærende kan det benyttes stålrørspeler som støpes ut etter ramming. Normalt må denne type peler rammes til berg for å oppnå kapasitet som utnytter peletverrsnittet. Pelene utstyres da med bergspisser. Statens vegvesen er blant de største byggherrene i Norge som fundamenterer konstruksjoner på stålrørspeler. Vi har i lengre tid sett store variasjoner i angitte dimensjoner på ribber og sveiser for pelespisser i våre bruprosjekter Ettersom bergspissene er kostbare og viktig for pelens bæreevne har Statens vegvesen startet FOU-prosjektet. Dette i håp om å kunne øke kunnskapen om problemstillinger knyttet til bergspissene og oppnå en optimalisert dimensjonering med sikte på standardiserte spisser som kan anvendes i de fleste tilfeller.

I første del av FOU-prosjektet dimensjonerte GEOVITA en bergspiss med bakgrunn i Peleveiledningens retningslinjer. Aas-Jakobsen undersøkte ulike lasttilfeller, henholdsvis last ved ramming og statisk last under normal belastning. Analysene ble gjennomført i programmet ANSYS hvor en nedre del av pelrøret og hele spissen ble modellert. Analysene

ble gjennomført som statiske kapasitetsanalyser. Ut ifra analysene ble spenninger kontrollert og spissen dimensjonert [2]. Videre undersøkelser ble gjort i en masteroppgave av Andreas K. Forseth ved NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk i 2009. Her ble det utført dynamiske analyser i programmet ABAQUS, det ble også gjort forsøk på å modellere berg og spissens nedtrengning [3].

2. RESULTATER FRA DE TIDLIGERE FASER AV FOU-PROSJEKTET

STATISK ANALYSE

Statens vegvesen foretrekker å benytte hule bergspisser med dybel ved ramming av peler til berg da en ved bergkontakt har anledning til å bore et hull i berget og sette dybel slik at en har styring ved videre innmeisling i berget slik at en unngår skrens. De mest brukte stålrørspelene på bruer i Norge har dimensjon Ø813 x 14,2 mm. Prosjektet har derfor tatt utgangspunkt i denne peletypen og analysert et lastnivå. Dimensjonerende lastnivå ved pelespiss etter installering skal være F_d = 5000 kN, og under ramming $R_{ck} = \gamma_m \times F_d$ = 8000 kN.

Last nr. 1: $R_{ck} = \gamma_t \times F_d = 1{,}6 \times 5000$ kN = 8000 kN.
Dette er kraften pelespissen må kunne oppta under ramming. Partialkoeffisienten γ_t representerer usikkerheten i hvilken bæreevne som verifiseres. Den dynamiske forsterkningsfaktoren er vurdert i dette tilfelle til ikke å være større en 1.0, dvs. faktoren 1.0 benyttes.

Last nr. 2: F_d = 5000 kN
Dette er kraften pelespissen må kunne oppta under tilnærmet statisk belastning. Dimensjonerende last inkluderer eventuell påhengslast (F_n) og pelens egenvekt.

Pelespissen (lastfordelingsplate, ribber og dubb) dimensjoneres for korrosjon ut fra en levetid på 100 år. Dimensjonerende korrosjonshastighet settes til 0,025 mm/år per eksponert side. Lasten virker derfor på et tverrsnitt som er korrodert tilsvarende 100 års levetid.

Materialer og spenningsnivå

Alt stål (pelerør, lastfordelingsplate, ribber, dubb og dybel) er i stålkvalitet S355. Flytespenning f_y avhenger av godstykkelsen og er som følger [9] [10]:

$t<16$ mm	$16< t \leq 40$ mm	$40< t \leq 63$ mm	$63< t \leq 80$ mm
f_y = 355 MPa	f_y = 345 MPa	f_y = 335 MPa	f_y = 325 Mpa

Under rammingen av et fåtalls kontrollslag på stålpeler tillates det en overskridelse av f_y med 25 % etter Peleveiledningen (1991), mens det under normaltilstanden skal kontrolleres at spenningene ikke overskrider f_y. I hht. Peleveiledningen (2005) skal det benyttes en materialfaktor γ_m = 1.1.
Verifikasjon av spissens bæreevne utføres med kun få kontrollslag (typisk 4-10). For noen få kontrollslag tillates dermed en overskridelse av spenningen f_d med 25 %. Spenningsnivåene (dimensjonerende spenning) som det skal kontrolleres mot er derfor som følger:

Last nr. 1: $f_{d1} < f_y \cdot 1.25 / \gamma_m$
Last nr. 2: $f_{d2} < f_y / \gamma_m$

Beregningene baserer seg i utgangspunktet på en elastisk analyse der Von Mises jevnføringsspenninger kontrolleres opp mot spenningsnivåene som vist over. Dersom de

elastiske beregningene gir en overskridelse ut over helt lokale spenningstopper, vil det bli utført plastiske beregninger der mindre områder i modellen får lov til å "flyte". Når plastisk kapasitet benyttes kontrolleres det at tøyningene i de plastiske områdene kan aksepteres. Her er satt en tøyningsgrense på $15 \cdot \varepsilon_y$ der ε_y representerer tøyningen ved f_y. Dette er i henhold til tøyningskravet til stålmaterialer som angitt i [8].

Dette er vist under:

$f_y = 345$ MPa	$E = 2{,}1 \cdot 10^5$ N/mm^2	- flytespenning og E-modul
$\varepsilon = f_y / E$	$\varepsilon_y = 0{,}0016$	- flytetøyning
$\varepsilon_u = 15 \cdot \varepsilon_y$	$\varepsilon_u = 0{,}0246$	- maks bruddtøyning

Innledende håndberegninger: Geovita har tatt utgangspunkt i Peleveiledningens forslag til geometri på pelespiss, og foretatt forenklede beregninger.

Rammespenninger kontrolleres uten bruk av f_a-faktor og ved bruk av $\gamma_m = 1{,}1$.

$$R_{c;k} \le A_{spiss} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot 1{,}25 \quad \rightarrow \quad A_{spiss} \ge \frac{1}{1{,}25} \cdot R_{c;k} \cdot \frac{\gamma_m}{f_y} = \frac{1}{1{,}25} \cdot 8000 \cdot \frac{1{,}1}{335} \cdot 10^3 = \underline{21\,015\ mm^2}$$

Beregningene viser at rammeprosessen er den mest kritiske fasen. I permanent fase er det tilstrekkelig kapasitet med redusert korrodert tverrsnitt. Elementprogrammet ANSYS (FEM-analyseprogram) er benyttet for spenningsanalyse av pelespissen.

Dimensjonene på bergspissen som senere ble analysert dynamisk og prøverammet ble tatt ut fra Peleveiledningen 2005 kap. 6.2.5 [4]. Ved den statiske analysen ble det klart at det er rammetilstanden som er dimensjonerende tilstand for bergspissen. Den statiske permanente lasten er mindre.

Beregnet a-mål fra for statiske analyser var 14 mm. Dette ble bekreftet ved de dynamiske beregninger utført i masteroppgaven i 2009. Masteroppgaven i 2009 hadde ikke greid å modellere en god modell for berget. Ruukki har på sin side erfaring med at det er tilstrekkelig at sveisene har et a-mål på 6 mm.

3. FULLSAKALAFORSØK

Fullskalaforsøket gikk ut på å ramme tre stålrørspeler direkte mot fjell, pelene var instrumentert med PDA- og tøyningsmålere. To av dem var herdede spisser fra et av Vegvesenets bruprosjekter. Disse spissene er prosjektert av Aas-Jakobsen og er i samsvar med anbefalingene i Peleveiledningen 2005. Den tredje spissen ble levert av Ruukki, og var utformet etter deres retningslinjer i Finland. Denne spissen hadde påleggssveis.

Fullskalaforsøkene ble utført i sammenheng med utvidelsen av E6 mellom Dal og Boksrud, noen hundre meter nord for krysset mellom E6 og Østre Hurdalsveg, figur 1. Der ble det på det tidsrommet rammet ned hule stålrørspeler i forbindelse med byggingen av ny veibro (Holmjordet bro) parallelt med den eksisterende broen. På nordsiden ved østre ende av broen ble vårt forsøk gjennomført. På stedet ligger fjellet grunt, og det var lite ekstraarbeid å få fjellet frem i dagen. Dette gjorde at forsøket kunne gjøres underveis i det vanlige anleggsarbeidet uten å skape store avbrekk for framdriften av anlegget.

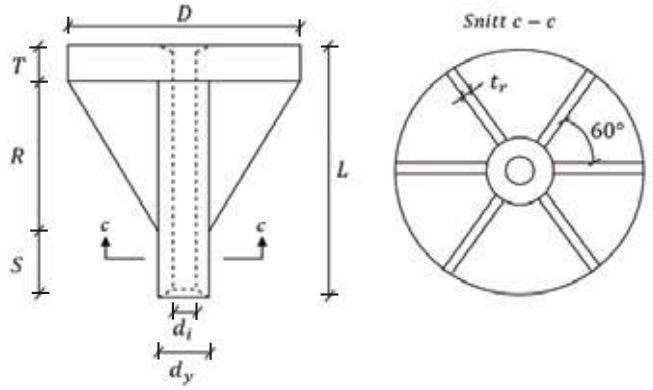
Formålet med forsøket var å undersøke pelspissens nedtrenging i fjell. Både pelens, pelspissens og fjellets oppførsel under og etter rammingen var av interesse, samt målinger fra instrumentering. Forsøket gikk i praksis over to dager: 7. april 2010 ble det bestemt eksakt hvor pelene skulle rammes, strekklapper ble montert og forboring for dybler ble utført. Dagen etter ble selve rammingen utført. Det ble rammet ned tre stålrørspeler direkte mot fjell. Rammingen ble utført på et valgt prøvested med fjell i dagen. Prøvestedet ble rensket for jord med gravemaskin. Stedet lå på oppsiden av en fjellskjæring som var sprengt ut i sammenheng med veibyggingen. I figur 2 sees skjæringen fra nedsiden. Sprengingen kan ha skapt svakheter i berget i forkant av rammingen. Fjellmaterialet var i gneis og det var et tydelig sprekkemønster.

Figur 1: Stedet hvor forsøket ble utført [1].

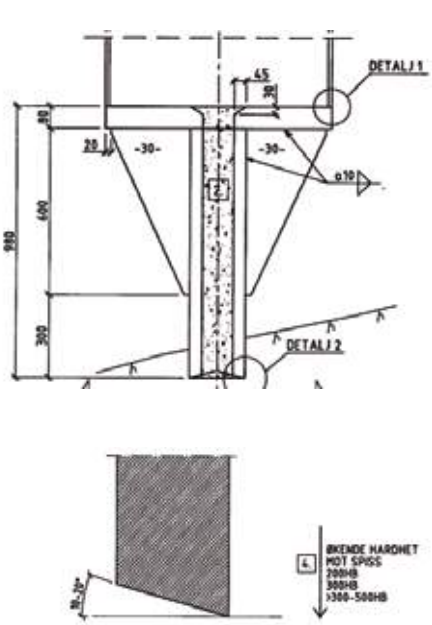
Figur 2: Bergknausen hvor rammingen ble utført.

4. GEOMETRI OG MATERIAL

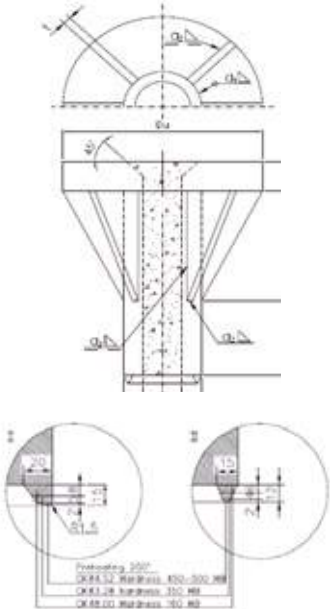
Spiss nr 1 og spiss nr 2 spisser var som nevnt i henhold til peleveiledningen. Materialet i ribber og bunnplate var i kvalitet S355J2N. Spissemnet var i kvalitet S355J2H. Alle a-mål på sveiser var på 10 mm og var kontrollert visuelt og med ultralyd. Spissemnet var herdet ved karburering til 60 HRC (Hardhet Rockwell) i overflaten avtagende til 50,4 HRC 1,2 mm dypt inn i emnet, se figur 4. Tuppen til spissene var avfaset med 10 % vinkel. Pelspissene var påsveist 2 m lange stålrør med godstykkelse 14,2 mm da de kom på plassen. Pelskaftet ble forlenget til en total pellengde fra spiss til topp som skrevet i tabell 1 under kolonne L_{tot}.



Typiske pelspissenes geometri.



Spiss nr 1 og 2 (Herdet)



Spiss nr 3 (Påleggssveis)
Type I brukes for forsøket

Figur 3: Pelspissenes geometri.

Tabell 1: Mål på pelspisser og total lengde av pel og spiss (L_{tot}).

Pel	D(mm)	T(mm)	R(mm)	S(mm)	L(mm)	d_y(mm)	d_i(mm)	t_r(mm)	a-mål(mm)	L_{tot}(mm)
Spiss nr 1 (Herdet)	813	80	600	300	980	219	119	30	10	7520
Spiss nr 2 (Herdet)	813	80	600	300	980	219	119	30	10	6980
Spiss nr 3 (Påleggssveis)	813	70	600	260	930	240	100	20	6	7450

Spiss nr 3 fra var en modell tegnet av RUUKKI, men tilpasset med lengre spissemne enn opprinnelig. Ribber og bunnplate i pelspissen var i stålkvalitet S355J2N. Spissemnet var i kvalitet S355J2G. Alle a-mål på sveiser var på 6 mm. I stedet for avfasing og herding var spissemnet utført med påleggssveis med høyde på 1 cm og bredde i roten på 2 cm, se figur 3 Resten av spissflaten var flat. Ruukkis spiss kom med påsveist rør fra fabrikk i den oppgitte lengden. Pelrørets godstykkelse var på 12,5 mm.

Dybler ble satt ned i forborede hull de stedene pelene skulle rammes. Dette for å fastholde pelen sideveis. Dyblene var 3 m lange rundstål med diameter på 80 mm og i stålkvalitet S355J2G3. Forboringen ble gjort med 101,5 mm bordiameter.

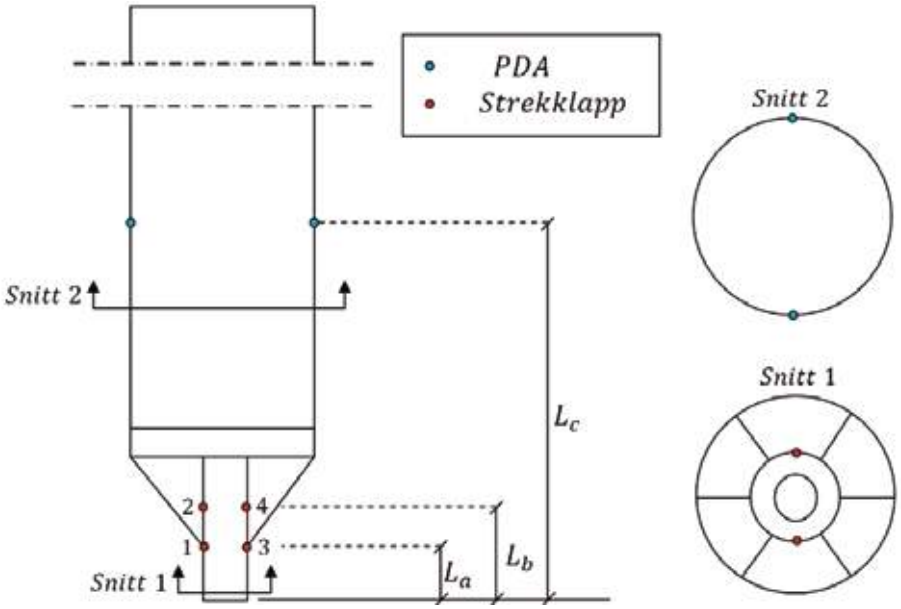
Spiss nr 1 og 2

Spiss nr. 3

Herdede spisser

Spiss nr. 3 med påleggssveis

Figur 4: De tre pelene som ble benyttet i forsøket.



Figur 5: Plassering av strekklapper og PDA-målere på pelene. Se tabell 2 for verdier til L_a, L_b og L_c.

Tabell 2: Plassering av strekklapper og PDA-målere. L_a, L_b og L_c relateres til målene i figur 5.

Pel	L_a(mm)	L_b(mm)	L_c(mm)
Spiss nr. 1	270	500	3000
Spiss nr. 2	270	500	3000
Spiss nr. 3	240	490	3000

5. INSTRUMENTERING

Instrumenteringen av pelene ble gjort for å kunne kontrollere spenninger i pelen under ramming og for å kunne kalibrere en numerisk modell etter resultatene. Alle tre pelene ble utstyrt med tøyningsmålere (strekklapper) og PDA-målere. Plasseringen av målerne er vist i figur 5 og tabell 2. Spissens bevegelser ble også filmet med høyhastighetskamera under noen av slagene.

Pelene ble rammet en og en, noen meter fra hverandre. Til rammingen ble det benyttet en pelerigg av typen Junttan PM 25 med hydraulisk dobbeltvirkende hammer med ni tonns lodd. Ingen sprekker i berget ble observert mellom rammepunktene verken før eller etter ramming. Hver pel ble først løftet opp i vertikal stilling over det forborede hullet som dybelen var satt i. I den posisjonen ble PDA-målerne skrudd fast i de forborede hullene og strekklapper og PDA-målere ble koblet til loggeutstyr, høyhastighetskamera ble stilt opp og koblet til PC, og utstyr for å måle synk ble montert og stilt opp. Ettersom pelene ble rammet mot bart fjell hadde de ikke den sidestøtten som normalt omkringliggende masser ville gitt. Dyblene var

derfor nødvendig for å hindre sideveis forskyvning. De forborede hullene for dyblene var 2 m dypt. Når en trædde i de 3m lange dyblene, stakk de 1 m over bakken og inn i pelspissene. Pelene ble da støttet nede av dybelen og i toppen av peleriggen.

PDA-målere monteres

PDA-målere montert på pel,tøyningsmåler til venstre og akselerometer til høyre

Strekklappen

beskyttelse av strekklappene

Figur 6: Instrumenteringen av pelene.

6. RESULTATER

Det er betydelig forskjell på synkhistorikken mellom de ulike pelene, noe som kommer frem i tabell 3. Dette kan komme av lokale forskjeller i fjellet og fjellets oppspekkingsmekanismer, men også av ulik spissoppførsel og rammehistorikk. For Spiss nr. 1 dannet det seg sprekker seg allerede etter de første slagene. Dette førte til at den fikk svært mye synk i starten i motsetning til de andre to. Det er vanskelig å si noe om hvilken spissutforming som gir raskest nedtrengning.

Berget med forboret hull med dybel før Spiss nr. 1 ble rammet.

Berget etter at Spiss nr. 1 har vært meislet inn og deretter fjernet.

Berget før spissen ble rammet.

Oppsprukket berg etter at spissen ble rammet ned.

Underkant av spissemne før spissen rammet.

Underkant av spissemne etter at spissen rammet.

Figur 7: Bilder av Spiss nr. 1 i forskjellige stadier før og etter ramming.

Tabell 3: Rammedata for peler.

Fallhøyde (cm)	Antall slag			Synk (mm)			Synk/slag (mm)		
	Spiss 1	Spiss 2	Spiss 3	Spiss 1	Spiss 2	Spiss 3	Spiss 1	Spiss 2	Spiss 3
10	90	240	40	207	160	28	2,3	0,7	0,7
20	30	20	70	10	70	48	0,3	0,3	0,7
30	130	130	170	125	98	195	1,0	0,7	1,1
40	60	80	90	9	33	29	0,1	0,4	0,3
50	60	10	20	38	1	6	0,6	1,0	0,3
60	20	10	30	14	14	6	0,7	1,4	0,2
100	10	20	20	11	19	32	1,1	1,0	1,6
140	20	10	10	26	16	54	1,3	1,6	5,4

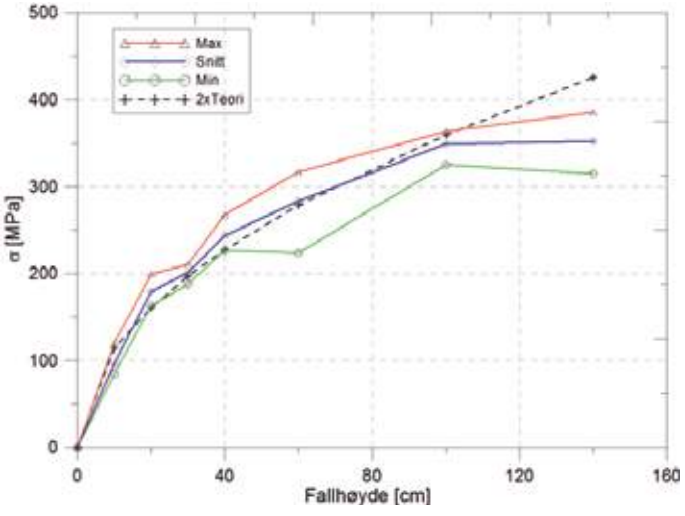
Bilder av berget etter at spissen er rammet ned og deretter fjernet.

Underkant av spiss før spissen rammet.

Underkant av spiss etter spissen at rammet.

Figur 8: Bilder av Spiss nr. 3 i forskjellige stadier før og etter ramming.

Det er i hovedsak to mekanismer som foregår når spissene jobber seg ned i fjellet: Oppsprekking og knusing, kfr. figur 7 og 8. I starten av innmeislingen slås biter av fjellets overflate løs og tynne sprekker begynner å spre seg. I områdene med direkte kontakt med spissen blir det dannet soner hvor fjellet blir knust til pulver. Sprekkene beveger seg videre mot svakheter i fjellet omkring som andre sprekker, overflaten, kanter eller svakere soner i fjellet.

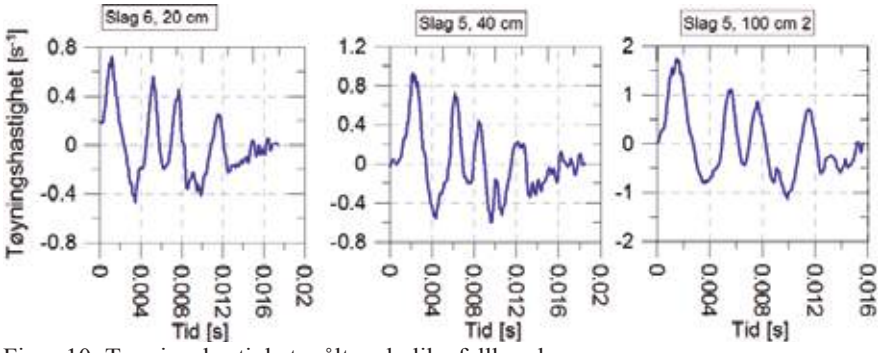


Figur 9: Plottet viser maksimum, minimum og gjennomsnittet av slagene i en serie for hver fallhøyde i posisjonen til nedre strekklapper. Data fra Spiss nr. 1.

Strekklapper

Det ble logget data fra til sammen 15 slagserier, 9 fra Spiss nr. 1,og 6 fra Spiss nr. 3. Dataene viser noe variert respons ikke bare fra serie til serie, men også fra slag til slag innad i hver serie. Forskjellene kommer av ulik tilført energi fra lodd, ulik oppførsel i fjellet, og eventuell flyt i materialet i spissen. Strekklappene ble også forstyrret av omkringliggende masser. Strekklapper 1 og 3 er de nedre, og 2 og 4 er de øvre, som i figur 5. Det er naturlig at nummer 2 og 4 registrerer lavere spenningsnivåer ettersom de ligger mellom ribbene på pelspissen, og de kan dermed fordele kraften over et større areal enn hva tilfelle er for nummer 1 og 3. Fra resultatene til Spiss nr. 1 ble det funnet at spenningene er 43% mindre i området rundt ribbene i forhold til i spissen.

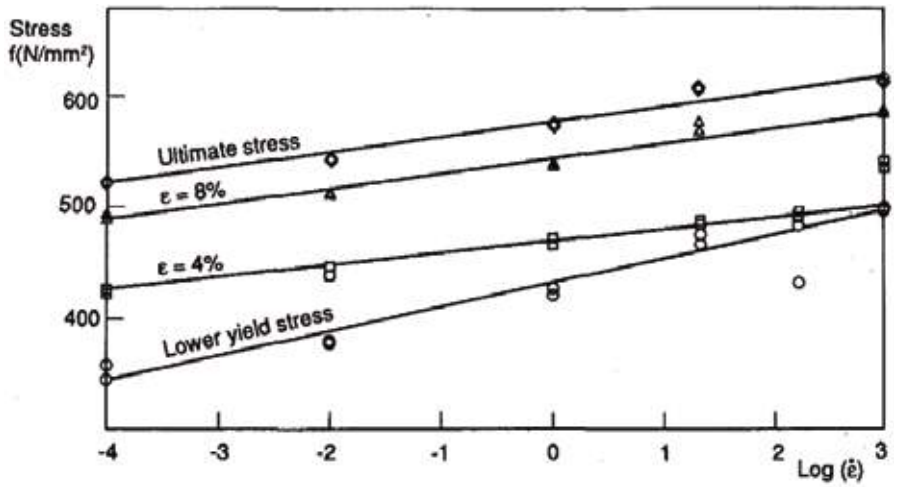
Spenningsnivået i nedre strekklapper stiger med fallhøyden som vist i figur 9. Figuren viser godt samsvar mellom loggende verdier og 2 σ_0 fra spenningsbølgeteorien. Verdier fra fallhøyde 100 cm og 140 cm er estimert ved å multiplisere spenningene målt i øvre strekklapper med 1,745. Ettersom tøyningshastigheten øker stålets flytespenning er det interessant å undersøke hvilke verdier som oppstår under forsøket. Som referanseverdi nevnes det at tøyningshastighet på 1 s^{-1} gir en flytespenning på 430 MPa, en økning på 21 % fra 355 MPa[1].



Figur 10: Tøyningshastighet målt ved ulike fallhøyder.

Tøyningshastighet for tre ulike slag vises i figur 10. Det legges merke til at verdiene er høye nok til å ha effekt på stålets flytespenning, samt at verdien stiger med økende fallhøyde. Det siste kommer av at spenningen øker mer på samme tidsintervall jo høyere fallhøyden er.
I figur 11 vises trender funnet ved eksperimenter gjort på St52-3N stål som er sammenlignbart med stålet brukt i pelene, merk at den ene aksen er logaritmisk. Fra figuren sees det at flytespenningen (Lower yield stress) er den som øker raskest ved økende tøyningshastighet.

Fullskala forsøket var vellykket. Pelene og pelspissene som ble rammet ned i fjell viste ingen skader som ville vært kritisk for bæreevnen. Vi vil i vårt videre arbeid gjøre en grundig vurdering av dimensjonene for pelespissene. Videre vil metodene for herding av eggen bli nærmere vurdert, sammen med den detaljerte utformingen av selve eggen. I utgangspunktet er det en forventning om at en skarp egg med form som Spiss nr 1 og 2 i dette forsøket er best egnet til å sikre inntrengning i berget i starten av meislingen



Figur 11: Trender funnet ved testing av tøyningshastigheter på St52-3N stål, merk at den ene aksen er logaritmisk [11].

REFERANSER

[1] Tveito, S. J. (2010): Ramming av stålrørspeler med bergspisser mot fjel. Forsøk og numeriske analyser, NTNU. Masteroppgave.

[2] Geovita og Aas-Jakobsen (2008): Standardiserte hule bergpelspisser. Statisk analyse og dimensjonering. Dok. Nr. 1823-02

[3] Forseth, A. K. (2009): Undersøkelse av Stålrørspeler og standardiserte pelspisser, NTNU. Masteroppgave.

[4] Den Norske Pelekomite (2005): Peleveiledningen 2005

[5] Den Norske Pelekomite (1991): Peleveiledningen 2. utgave 1991

[6] Bjerrum, L. (1957): Norwegian experiences with steel piles to rock. NGI p. Nr 23, side 1-24.

[7] Tvedt, G., Oset, F., Fredriksen, F. (2008):Standardiserte pelespisser på stålrørspeler. NGM, Nordisk Geoteknikermøte i Sandefjord 4.- 6. september 2008.

[8] NS 3472 (2001): Prosjektering av stålkonstruksjoner. 3. utgave september.

[9] NS-EN 10025 (2004): Tekniske leveringsbestemmelser for konstruksjonsstål, plater.

[10] NS-EN 10210 (2006): Tekniske leveringsbestemmelser for konstruksjonsstål, hulprofiler.

[11] Langseth, M., Lindholm, U. S., Larsen, P. K., Lian, B.(1991): Strain-rate sensitivity of mild steel grade St52-3N. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 4.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2010

STATUS OM NYE METODER FOR BEREGNING AV PELEKAPASITET I SAND

Status regarding methods for calculation of pile capacity in sand

Siv.ing. Per Magne Aas, NGI
Siv.ing. Carl J. Frimann Clausen, konsulent

SAMMENDRAG

I løpet av de siste 20-25 år har det skjedd en stor utvikling når det gjelder beregning av kapasitet av peler i sand. Tradisjonelt har offshore peler blitt dimensjonert på grunnlag av anbefalinger i API standarden, API RP 2A (1970 og utover). Arbeid med å revidere API anbefalingene startet i 80 årene, der blant annet NGI bidro med pelebelastningsforsøk i leire, K. Karlsrud & F. Nadim (1990). API selv initierte arbeid med å utvikle grunnlaget å beregne pelekapasitet under ledelse av prof. Roy Olsson ved University of Texas, Austin, R. E. Olsson (1988).

Tilsvarende arbeid med peler i sand foregikk ved University of Western Australia, M. Randolph m.fl. (1994) og Imperial College med deres metode for peler i sand, Jardine & Chow (1996) og Jardine m.fl. (2005). Flere andre institusjoner og bedrifter arbeidet med de samme temaene og NGI var blant aktørene. Første utkast til NGIs måte å beregne kapasitet av peler i sand ble presentert av C.J.F. Clausen & P.M. Aas (2001) og modifikasjoner basert på ytterligere belastningsforsøk er presentert i Clausen m. fl. (2005). API refererer til disse metodene i de nyeste utgavene av ”recommended practice”. Alle metodene er oppsummert og diskutert ganske detaljert av Schneider m. fl. (2005).

Artikkelen drøfter noen sider ved beregningsmetodene som er utviklet og viser noen beregningsresultater.

SUMMARY

During the last 20-25 years there has been a significant development of calculation methods for bearing capacity of piles in sand. Offshore piles have usually been designed on the basis of recommendations in API RP 2A (1970 and later). Revision of the API recommendations started during the 80ies, and NGI contributed with pile load tests in clay, K. Karlsrud & F. Nadim (1990). API initiated development of the basis for pile bearing capacity, conducted by prof. Roy Olsson at University of Texas, Austin, R. E. Olsson (1988).

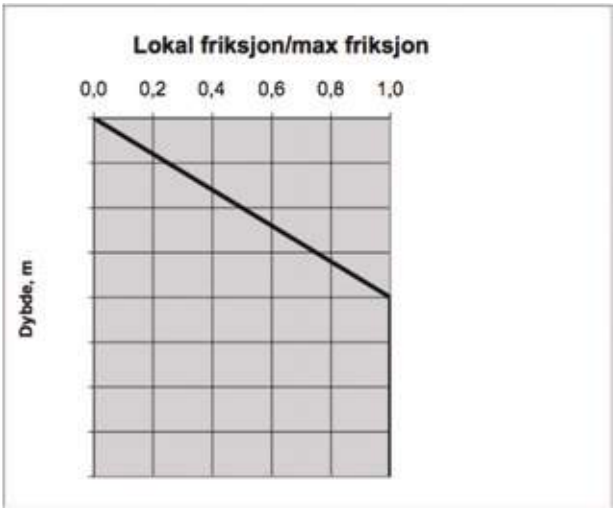
Corresponding activities took place at University of Western Australia, M. Randolph et al (1988) and Imperial College with their method for piles in sand, Jardine & Chow (1996) and Jardine et al (2005). Other institusions and worked on the same topic and NGI participated. The first issue of NGIs method to compute bearing capacity of piles in sand was presented by C.J.F. Clausen & P.M. Aas (2001), og modifications based on additional pile

load tests is presented in Clausen et al (2005). API refers to these methods in the most recent issue of ”recommended practice”. All methods are summarized and discussed in detail by Schneider et al (2005).

The article discusses some aspects of the calculation methods that have been developed and shows some calculation results.

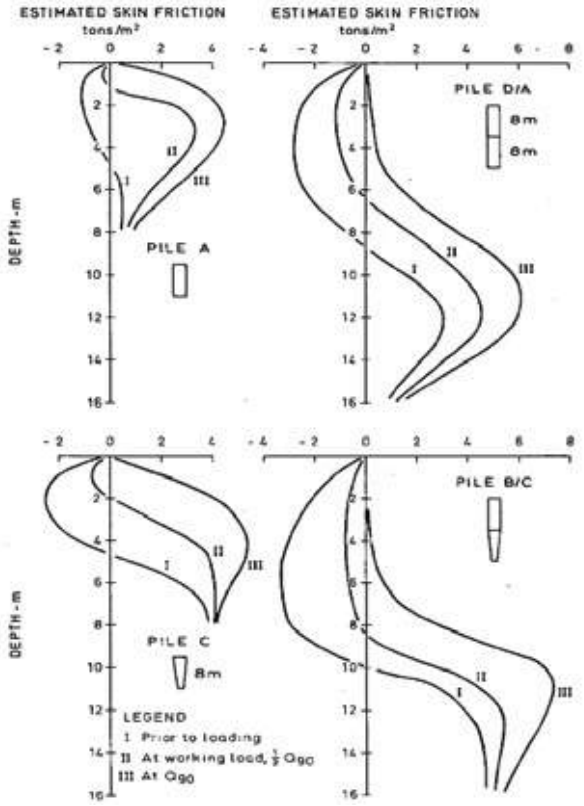
BAKGRUNN

Det har vært en nokså unison enighet om at API metoden for peler i sand er konservativ. Metoden formulerer en veggfriksjon langs pelen som totalt sett (integrert) gir en rimelig friksjonskapasitet. Metoden antar en lineært økende friksjon gjennom et sandlag, avhengig av sandens lagringsfasthet og kornfordeling, inntil en grenseverdi. Denne grenseverdien er så konstant, figur 1.



Figur 1 Fordeling av veggfriksjon med dybden ifølge API metoden

Denne fordeling av friksjon med dybden langs pelen idet kapasiteten nås kan ha lite med virkeligheten å gjøre. Dette ble dokumentert gjennom belastningsforsøk av høy kvalitet allerede tidlig på 70 tallet, O. Gregersen & E. DiBiagio (1973), figur 2.

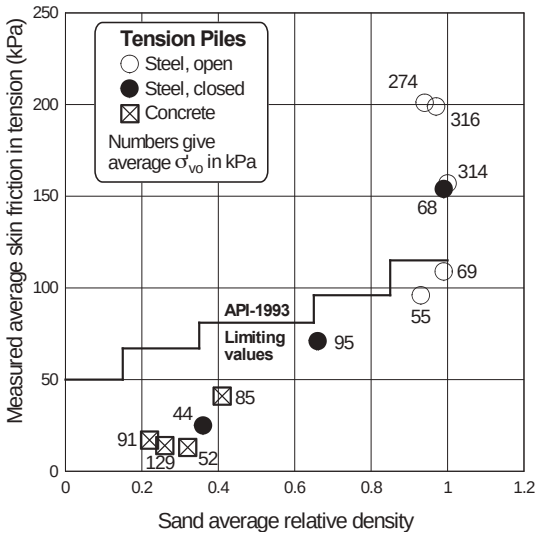


Figur 2 Fordeling av friksjon langs pelen basert på målt aksiallast i pelen, Gregersen & DiBiagio (1973)

Det man ser, er en effekt som blir omtalt som ”friction fatigue”. Etter hvert som pelen rammes ned mister man noe friksjon i den øvre delen, mens man vinner større friksjon i den nedre delen. Figuren viser at friksjonen langs den korte pelen er helt annerledes enn friksjonen langs den øvre delen av den lange pelen. Summen av det man mister i øvre del av pelen og det man vinner ved større dybde av pelen er at pelens totale friksjonskapasitet ikke øker proporsjonalt med dybden (nettopp det den forenklete API metoden tilstreber å modellere).

For å komme fram til bedre metoder enn API metoden har det vært nødvendig med gransking av pelebelastningsforsøk.

Gjennom arbeidet NGI har gjort framkom et bilde som vist på figur 3.



Figur 3 Målt gjennomsnittlig friksjon på peler utsatt for strekk belastning

Figur 3 viser at basert på målt totalkraft (ikke nødvendigvis måling av friksjonsfordeling med dybden) så øker **gjennomsnittlig** friksjon med sandens lagringsfasthet. Samtidig viser figur 3 grenseverdiene i API metoden. For lange peler i løst lagret sand synes API grenseverdiene å være for høye. For veldig fast lagret sand ser grenseverdiene for API ut til å være for lave.

NGI METODEN

Basert på innsamlede belastningsforsøk og utviklede teoretiske beregningsmodeller (R. Jardine og M. Randolph m.fl.) begynte NGI arbeidet med beregning av kapasitet av peler i sand (og leire) etter initiativ og pengestøtte fra daværende Norsk Hydro.

Som sponsor hadde selvfølgelig Norsk Hydro ønsker, og et av dem var at metoden for å beregne veggfriksjon skulle være like enkel som APIs metode i leire og sand:

leire: $\tau_f = \alpha\,(s_u/\sigma'_{vo})$

der τ_f= veggfriksjon, s_u = udrenert skjærstyrke, σ'_{vo} = vertikal effektivspenning, α = friksjonsfaktor avhengig av s_u/σ'_{vo} og plastisitet av leiren,

sand:

$$\tau_f = K_f \sigma'_{v0} \tan \delta_f = \beta \sigma'_{v0} \leq \tau_{f,lim}$$

der K_f = jordtrykkskoeffisient og δ_f =friksjonsvinkel pel/sand, avhengig av lagringsfasthet og kornfordeling.

Bakgrunnen for det ønsket var et sunt prinsipp om at resultatet lett kan kontrolleres ved overslag.

Nå har metoden for beregning av friksjonskapasitet av peler i sand ikke blitt så enkel som vist over fordi det er mange parametre som synes å være avgjørende for friksjonen.

Da arbeidet startet med utgangspunkt i resultatene til Imperial College (omtales som MTD96 metoden og ICP2005 metoden), var det tre ting som vi reagerte på:

1. Metoden fokuserer veldig på pelens overflatebeskaffenhet.
2. Forholdsvis komplisert beregning av veggfriksjonen.
3. Metoden refererer til belastningsforsøk, uten nærmere detaljer om forsøkene.

Pkt. 1 førte til at metoden anbefalte å kjøre ringskjær forsøk for å bestemme egenskapene til skiktet mellom peleoverflaten og den omliggende sanden. På et tidspunkt ble det plutselig stilt krav til ringskjærforsøk i laboratorieprogrammet i forbindelse med grunnundersøkelsene. På NGI er dette blant de kostbare forsøk og man kan stille spørsmål ved utkommet mht. til friksjonskapasiteten. I lys av at denne parameteren er en blant flere andre usikre parametre, som lagringsfasthet og effektivspenningstilstand, og ikke minst **endringene** i lagringsfasthet og effektivspenninger som følge av rammingen og også etterfølgende belastning, så føltes det ikke riktig at pelens friksjonskapasitet skulle være spesielt avhengig av overflatebeskaffenheten.

Pkt. 2 vurderte vi slik: man kan spørre seg om det er mulig og regne seg teoretisk fram til hva veggfriksjonen er etter det sanden rundt pelen har gjennomgått under rammingen. Det er prisverdig at Imperial College og andre har bygget opp teoretiske modeller, men vi stiller spørsmål ved modellen når resultatet er som vist under for beregning av veggfriksjon:

ICP2005 metode for beregning av veggfriksjon:

$$\tau_f = a\left[0.029 b q_c \left(\frac{\sigma'_{r0}}{p_{ref}}\right)^{0.13}\left[\max\left(\frac{I_f}{R^*}, 8\right)\right]^{-0.38} + \Delta\sigma'_{rd}\right]\tan\delta_f$$

$a = 0.9$ for open-ended piles in tension and 1.0 for all other cases

$b = 0.8$ for piles in tension and 1.0 for piles in compression

Selv med en teoretisk basert modell ender man opp med et sett med kalibreringsparametre. I betraktning av mandatet fra Norsk Hydro (like enkelt som $f = \beta\sigma'_{vo}$) mente vi at en mer direkte empirisk tilnærming til belastningsforsøk for å beregne veggfriksjonen var veien å gå.

Pkt. 3 ble presentert som diagram blant annet som vist på figur 4 og figur 5. Figur 4 viser hvordan beregnet kapasitet med den tradisjonelle API metoden stemmer med målt kapasitet og figur 5 viser resultatet med ICP metoden.

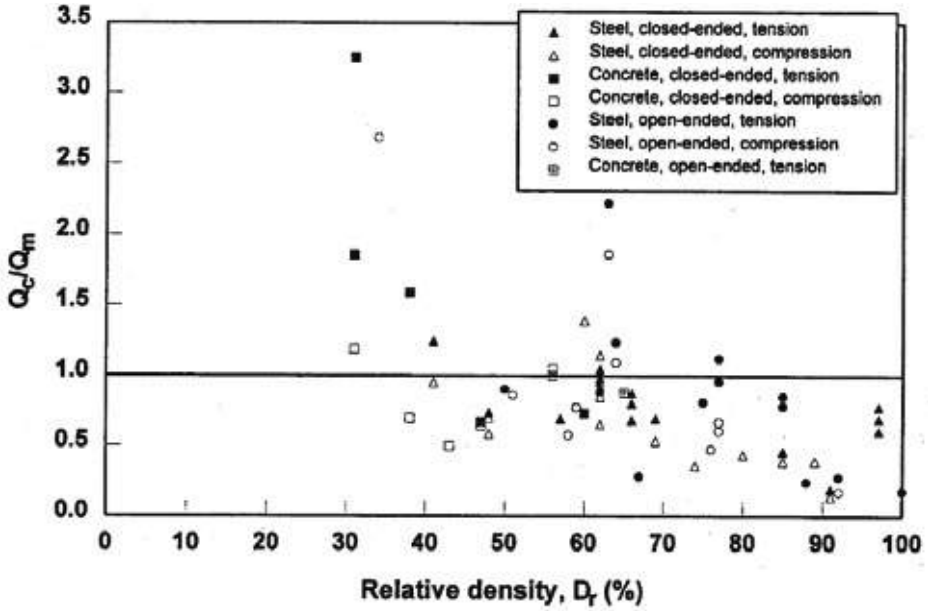


Figure 4. Skewing of Q_c/Q_m with respect to relative density, D_r, produced by API procedure: shaft resistance in sands.

Figur 4 Beregnet/målt kapasitet, API metoden, ref. Jardine og Chow (1996)

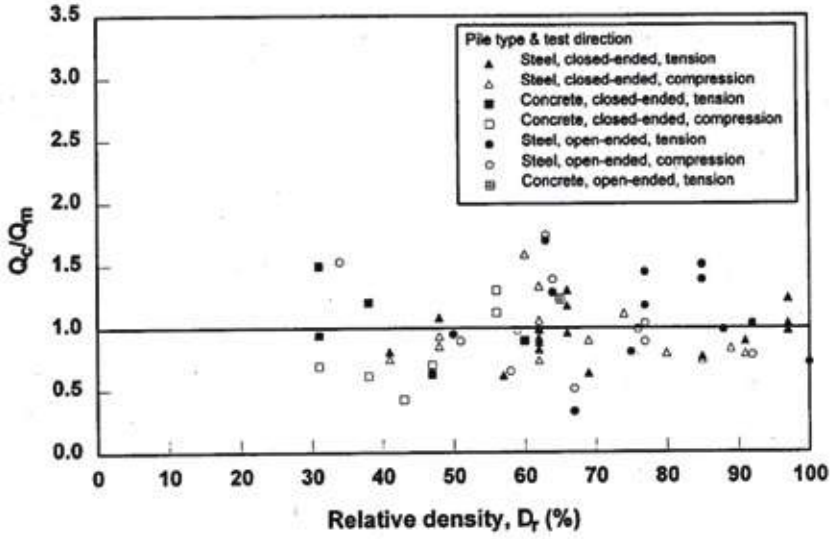


Figure 6. Even spread of Q_c/Q_m with respect to relative density, D_r, produced by new IC shaft procedure for sands.

Figur 5 Beregnet/målt kapasitet, ICP metoden, ref. Jardine og Chow (1996)

Det er lett å overbevise seg om at ICP metoden stemmer best, både i forhold til gjennomsnitt og spredning. Problemet er at det ikke er noen mulighet til å kontrollere alle punktene og dermed godheten av metoden uten å kjenne detaljene fra alle forsøkene.

For å ha en begrunnet mening om ICP metoden og andre metoder, eventuelt forbedre dem, så måtte belastningsforsøkene granskes i detalj. Vi endte opp med en data base med 80 pelebelastningsforsøk. Blant forsøkene er det alt fra meget gode til mindre gode forsøk. Resultatene ble sortert etter kvalitetskriterier mht. informasjonen om pelene, om forsøksresultatene og ikke minst hva man vet om grunnforholdene, og vi endte opp med en data base med 34 "super" peler. Her mener vi at vi har god kjennskap til alle parametre av betydning for målt og beregnet kapasitet.

Viktige elementer i NGIs metode er:

Veggfriksjon:

1. Det er en empirisk tilnærming til data basen. Super pelene skal stemme best mulig.
2. Måleresultatene viser at gjennomsnittlig friksjon øker med lagringsfastheten (figur 3).
3. Det **antas** lineært økende friksjon gjennom et lag. Friksjonsfordeling er ikke noe som er målt i alle forsøk, det er snarere i de færreste av forsøkene dette er målt.
4. "Friction fatigue" (man mister friksjon langs øvre del av pelen etter hvert som pelen rammes dypere) bygges inn i metoden. Dette er et fenomen som er målt i noen forsøk, (figur 2), og det **antas** at mekanismen gjelder for peler i sand.
5. Forsøk viser at en stor del av lasten overføres til jord langs nedre del av pelen mot spissen. Men det er begrenset med målinger av fordeling mellom friksjon nær spissen og spissbæring med innflytelse av underliggende svakere lag ("punch-through"). Metoden er basert på en **antagelse** om hvordan fordelingen friksjon/spissbæring er.

De andre metodene gjør tilsvarende, men noe annerledes antagelser.

Det siste punktet er viktig, spesielt i utpregete lagdelte profiler. Når belastningsforsøk er planlagt så er det gjerne tilstrebet homogene forhold for nettopp å oppnå resultater som utelukker forstyrrende faktorer. Dessverre er det slik at helt optimale forhold får man sjelden. Med noen uønskete lag og andre mer eller mindre usikre faktorer, får man spredning i resultatene og man må gjøre antagelser om hvilken innflytelse slike forhold kan ha på resultatet.

Veggfriksjonen ble bestemt ved å ta utgangspunkt i strekkbelastningsforsøkene. Der vet vi at kapasiteten er lik veggfriksjon pluss vekt av pelen, og en viktig usikkerhet er isolert: forholdet mellom friksjonskapasitet og bæreevne ved spissen i trykkbelastningsforsøk. På grunnlag av måleresultatene ble det antatt at friksjonskapasitet i trykk er 30 % større enn i strekk. På det grunnlaget ble belastningsforsøkene etterregnet og den best mulige tilpasning i forhold til lagringsfasthet, dybde av pel (vertikal effektivspenning), åpen/lukket pel og pelemateriale (stål/betong) ble etablert.

Den lokale veggfriksjon er gitt ved:

$$\tau_{skin}(z) = z/z_{tip} \cdot \sigma_{atm} \cdot F_{Dr} \cdot F_{sig} \cdot F_{tip} \cdot F_{load} \cdot F_{mat}$$
$$\tau_{skin}(z) > 0.1 \cdot \sigma'_{vo}$$

z = dybde

z_{tip} = pele dybden
σ_{atm} = atmosfærisk trykk = 100 kPa
$F_{Dr} = 2.1 \cdot (D_r - 0.1)^{1.7}$
$F_{sig} = (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{0.25}$
F_{tip} = 1.0 for en pel rammet åpen, 1.6 for en lukket pel
F_{load} = 1.0 for strekk, 1.3 for trykk
F_{mat} = 1.0 for stål, 1.2 for betong.
D_r = relativ lagringsfasthet
σ'_{vo} = vertikal effektivspenning

D_r avledes eller beregnes ut fra trykksonderingsmotstanden og da er alle parametre gitt for beregning av veggfriksjonsfordelingen som funksjon av dybden.

Det følger av det over at veggfriksjonen hovedsakelig er styrt av lagringsfastheten mens den vertikal effektivspenningen har mindre betydning. Dette støttes av den observerte veggfriksjonen på peler utsatt for strekkbelastning på figur 3, der gjennomsnittlig vertikal effektivspenning er gitt for hvert data punkt.

Bæreevne ved spissen:

Kapasitet på spissen av en pel som er rammet lukket, er antatt som:

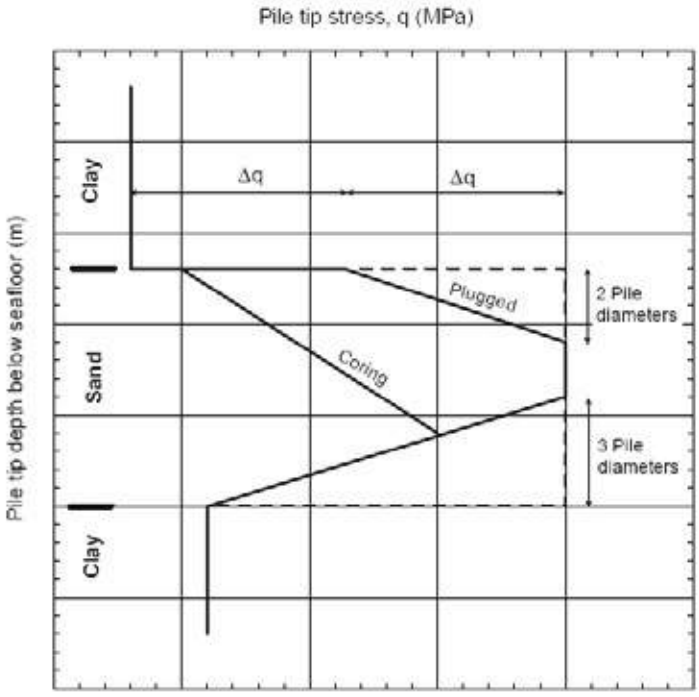
$$\sigma_{tip} = 0.8 \cdot q_c / (1+D_r^2)$$

der q_c er midlere trykksonderingsmotstand i avstand +/- 1.5 diameter fra pelespiss.

Kapasiteten på spissen av en pel som er rammet åpen, antas som den minste av uplugget og plugget pel. Bæreevne ved spissen for en uplugget pel antas som trykksonderingsmotstanden mot stålarealet og en innvendig friksjon som er tre ganger så stor som utvendig friksjon. Den høyere innvendige friksjonen skyldes økte effektivspenninger i jordpluggen. Bæreevne ved spissen for en plugget pel er beregnet som:

$$\sigma_{tip} = 0.7 \cdot q_c / (1+3 \cdot D_r^2)$$

Figur 6 viser hvordan svakere lag over og under et sandlag der pelespissen står, påvirker kapasiteten som kan oppnås i sandlaget. Antagelsen er tatt fra API metoden, og vi tror dette er en antagelse på den forsiktige siden.



Figur 6 Bæreevne ved spissen med lagdeling rundt pelespissen

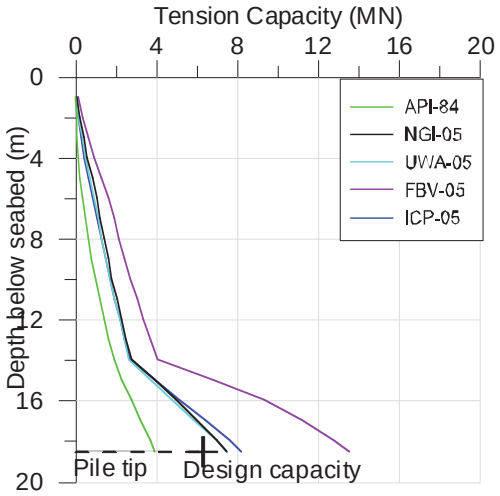
ERFARINGER MED DE NYE BEREGNINGSMETODER

Tre eksempler er vist. Det første er en 72" diameters forankringspel (strekkpel) til 18-19 m i middels fast til meget fast lagret sand.

Tabell 1 viser nøkkeldata for jordprofilet.

		'			D_r	'	(API)	(ICP)
m	m	kN/m^3	MPa	MPa	[%]	[°]	[°]	[°]
0	6	9.5	2	9	60	32	20	27
6	14	9.5	7	12	50	33	25	28
14	24	9.5	40	50	90	37	35	29

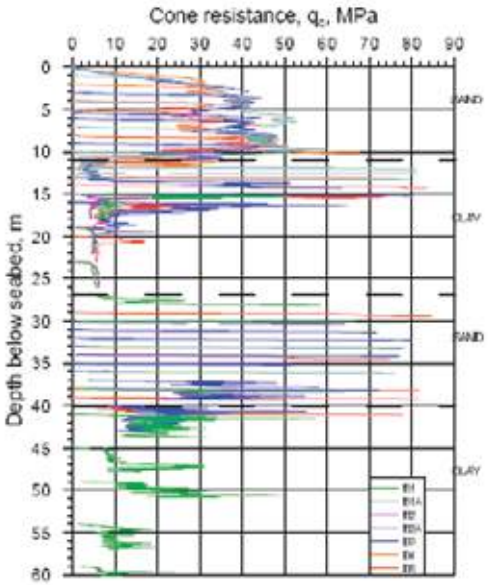
Tabell 1 Eksempel 1, jordprofil for 72" diameters pel til 18-19 m



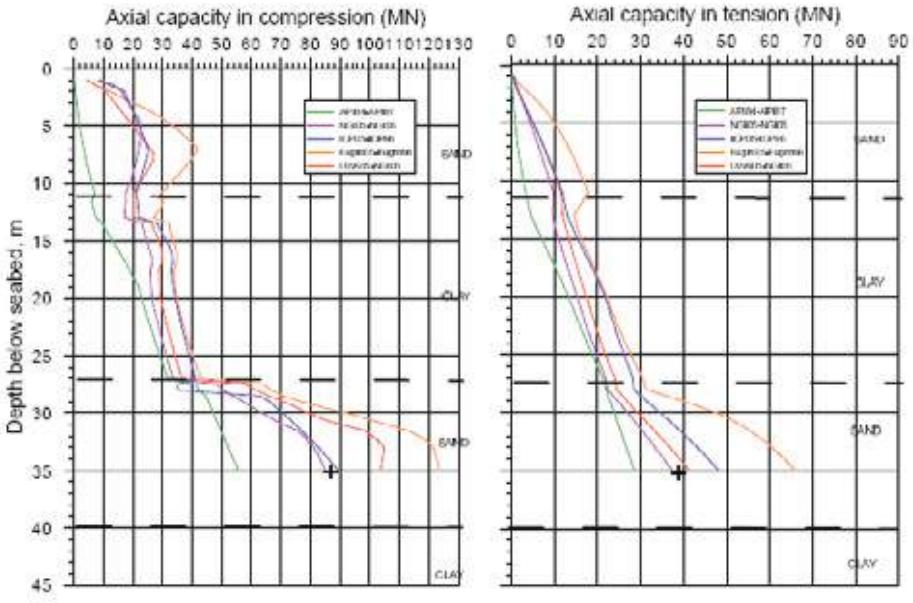
Figur 7 Eksempel 1, beregnet strekk kapasitet med forskjellige metoder

Beregningsmetodene, i tillegg til API, NGI og ICP, er Fugro (FBV-05) og University of Western Australia (UWA-05). NGI, ICP og UWA gir ganske like resultater, API ganske mye lavere og Fugro vesentlig høyere. At dimensjoneringskapasiteten er valgt forholdsvis lav, skyldes at pelen er utsatt for både aksial belastning og sideveis belastning. Friksjon ned til ca 8 m er neglisjert på grunn av stor sideveis forskyvning.

Eksempel nr. 2 er en typisk pel for en stålplattform: 96" diameter pel til 35 m dybde i hard leire og fast til meget fast lagret sand. Profilet er vist på figur 8.



Figur 8 Eksempel 2, jordprofil for 96" diameter pel til 35 m

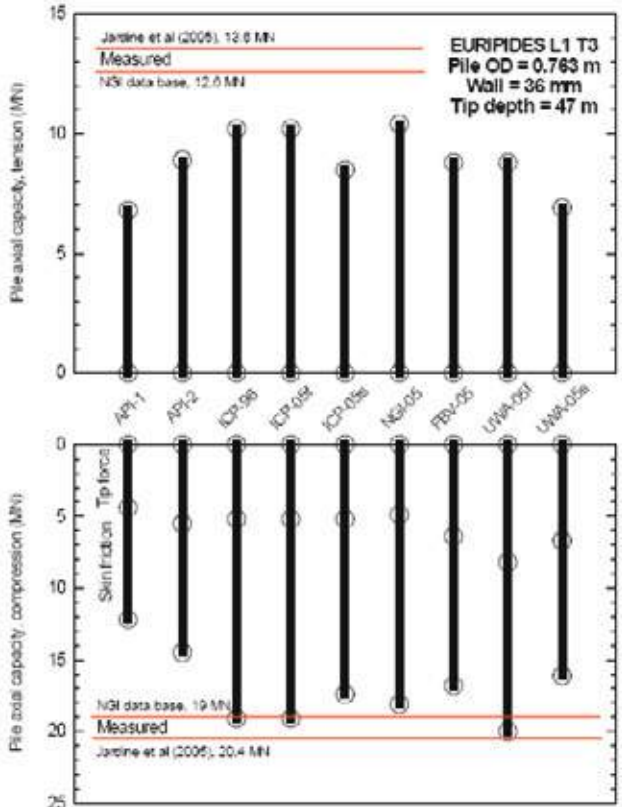


Figur 9 *Eksempel 2, beregnet kapasitet med forskjellige metoder*

Eksempel 2 viser omtrent det samme som det første eksempelet: NGI, ICP og UWA gir ganske like resultater. API gir lavere kapasitet og Fugro en del høyere. Krysset på figuren viser dimensjoneringskapasiteten. Den er et forsiktig valg blant de nyeste metodene.

Det tredje eksempelet er fra noen av de største og beste forsøkene som er utført: Euripides forsøkene i Holland, H. Kolk m. fl. (2005).

Figur 10 viser målt/tolket kapasitet i strekk og trykk sammen med beregnet kapasitet med de forskjellige metoder. API gir for lav kapasitet. De andre metodene gir for lav strekk kapasitet, men ganske nær definert kapasitet i trykk. Det er en viss forskjell i hvordan metodene deler opp trykk kapasiteten i friksjon og bæreevne ved spissen.

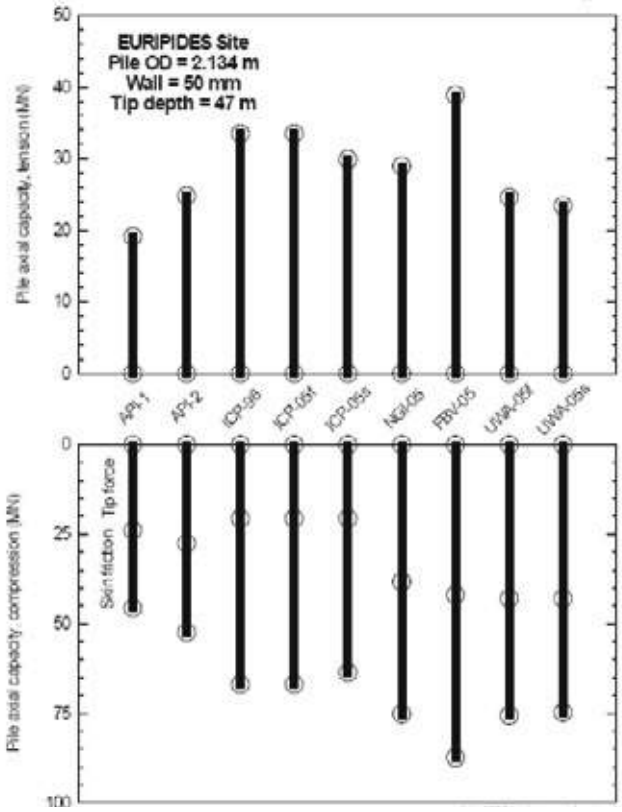


Figur 10 Etterberegning av Euripides peleforsøk, data fra Jardine m. fl.(2005)

Figur 11 viser de samme beregningene for en typisk offshore pel (84" diameter) på Euripides profilet. Dette er en interessant test på metodene: En kalibrert beregning på en kjent pel (figur 10) er overført til en annen pel på samme jordprofil (figur 11).

Her framkommer større forskjeller mellom metodene og forholdet mellom metodene har endret seg. API er fortsatt lav, NGI og ICP ligger nær hverandre, mens Fugro gir høyere kapasitet. Det man bør merke seg, er at forholdet mellom friksjonskapasitet og bæreevne ved spissen er ganske forskjellig i de forskjellige metodene. Som påpekt tidligere er dette en viktig faktor ved utpregete lagdelte profiler.

Dette bildet er omtrent som det de to første eksemplene viser, og er et mønster vi har sett gjennom bruk av metodene. Men, NB! det er ikke alltid slik. Særlig ved utpregete lagdelte profiler skal man være veldig forsiktig med å trekke konklusjoner på forhånd om hvilken metode som egner seg best. Alle metodene bør undersøkes.



Figur 11 Sammenlikning av beregnete kapasiteter for en typisk offshore pel på Euripides jordprofil

KONKLUSJON

Nyere metoder for beregning av kapasitet av peler i sand er drøftet og noen eksempelberegninger er presentert. Gjennom en del bruk av metodene synes et bilde å tre fram: API metoden kommer ut med lav kapasitet. NGI, ICP og UWA gir større kapasitet og ligger nær hverandre. Fugro metoden synes å gi størst kapasitet. Men det er ikke alltid slik. I en konkret peledimensjonering bør alle metodene benyttes, og resultatet bør drøftes i forhold til det aktuelle jordprofil og eksisterende peleforsøk før man trekker en konklusjon om pelens kapasitet.

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. & P.M. Aas (2001)
"Capacity of Driven Piles in Clays and Sands on the Basis of Pile Load Tests."
Proceedings of the 11th (2001) International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, Volume II, p. 581-586, Stavanger June 2001.

Clausen C.J.F., P.M. Aas & K. Karlsrud (2005)
"Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach".
Proc., International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth Sept. 2005, A.A. Balkema Publishers, ISBN 0 415 39063 X.

Gregersen O.S., G. Aas & E. DiBiagio (1973)
"Load Tests on Friction Piles in Loose Sand."
Proc., 8th ICSMFE, Moscow 1973. Also in NGI Publication no, 99.

Jardine R.J. & F.C. Chow (1996)
"New Design Methods for Offshore Piles."
Marine Technology Directorate Ltd., Publication MTD 96/103, London 1996. ISBN 1 870553 31 4.

Jardine R.J., F. Chow, R. Overy & J. Standing (2005)
"ICP Design Methods for Driven Piles in Sand and Clay".
Thomas Telford Publishing, ISBN 0 7277 3272 2, London, 2005.

Karlsrud K. & F. Nadim (1990)
"Axial Capacity of Offshore Piles in Clay".
OTC paper 6245, Houston May 1990. Also in NGI Publ. No. 188.

Kolk H.J., A.E. Baaijens & P. Vergobbi (2005)
"Results from Axial Load Tests on Pipe Piles in Very Dense
Sands: The EURIPIDES JIP."
Proc., International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth Sept. 2005, A.A. Balkema Publishers, ISBN 0 415 39063 X.

Olson R.E. (1988)
"Comparison of Measured Axial Load Capacities of Steel Pile Piles in Sand with Capacities Calculated Using the 1986 API Recommended Practice (RP2A)".
Final report to the American Petroleum Institute, Project PRAC 86-294, Austin, Texas, March 1988.

Randolph M.F., J. Dolwin and R. Beck (1994)
"Design of driven piles in sand"
Geotechnique, 44(3), pp. 427-448.

Schneider J.A., X. Xu & B.M. Lehane (2008)
"Database Assessment of CPT-Based Design Methods for Axial Capacity of Driven Piles in Siliceous Sands".
ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 9, p. 1227, September 2008.

Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2010

Gullsponsorer:

ORICA MINING SERVICES

www.oricaminingservices.com

Sølvsponsorer:

RESCON MAPEI

AUSTIN POWDER INTERNATIONAL

nexco energi til å flytte fjell

Arrangør

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

ISBN: 978-82-8208-021-7

www.hellgrafisk.no